0	02/2017	Emissione	Bisi	Pesce	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

COMUNE DI GENOVA

OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO NOCE NEL TRATTO COMPRESO TRA LA SCUOLA D'INFANZIA DELIA REPETTO IN SALITA SUPERIORE DELLA NOCE ED IL POZZO CARENA MEDIANTE REALIZZAZIONE DI UNA GALLERIA BY-PASS

AREA TECNICA - DIREZIONE OPERE IDRAULICHE E SANITARIE

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)

STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI

SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.l.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. S. Venturini

STUDIO MAJONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari

SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.r.l.
Ing. A.Galli

Oggetto della tavola

STRUTTURE

BY-PASS RIO NOCE E OPERE IN VIA SALITA SUPERIORE DELLA NOCE

POZZI

OPERE IN C.A. - RELAZIONE DI CALCOLO

Elaborato
TECHNITAL S.p.A.

Dott. Ing. Simone Venturini

Scala

Data
Febbraio 2017

Progetto Esecutivo

Tavola N° PE.RC.202

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

POZZI – OPERE IN C.A.
RELAZIONE DI CALCOLO

I N D I C E

1. INTRODUZIONE 6
2. OGGETTO E SCOPO 8
3. DESCRIZIONE GENERALE 10
   - 3.1. Pozzo P1 10
   - 3.2. Pozzo P2 14
   - 3.3. Pozzo P3 ed opera di intercettazione del rio Noce 18
     - 3.3.1. Pozzo P3 18
     - 3.3.1. Opera di intercettazione del Noce 21
   - 3.4. Pozzetto P4 24
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E PROGRAMMI UTILIZZATI 27
   - 4.1. Normative 27
   - 4.2. Programmi di calcolo 27
5. CRITERI DI PROGETTO 30
   - 5.1. Criteri per la definizione della composizione del calcestruzzo 31
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 33
   - 6.1. Caratteristiche meccaniche 33
   - 6.2. Valori delle caratteristiche meccaniche da assumere nei calcoli 33
     - 6.2.1. Calcestruzzo 33
     - 6.2.2. Acciai per barre ad aderenza migliorata, reti e tralicci 34
   - 6.3. Acciaio per strutture metalliche 35
7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO 36
   - 7.1. Pozzo P1 37
   - 7.2. Pozzo P2 38
   - 7.3. Pozzo P3 e Pozzo di intercettazione 39
   - 7.4. Pozzetto P4 40
8. ANALISI DEI CARICHI 41
   - 8.1. Vita utile di progetto 41
   - 8.2. Peso proprio strutturale 41
   - 8.3. Carichi permanenti su elementi di copertura 41
   - 8.4. Spinta del terreno 41
   - 8.5. Spinta della falda idrostatica 42
   - 8.6. Spinta dei fluidi contenuti all'interno delle vasche 42
   - 8.7. Carico variabile su elementi di copertura 42
   - 8.8. Azioni della neve su elementi di copertura 43
   - 8.9. Spinta del terreno indotta dal sovraccarico permanente 43
   - 8.10. Spinta del terreno indotta dal carico accidentale 43
   - 8.11. Azioni del vento per strutture fuori terra 43
   - 8.12. Azioni della temperatura 43

8.13. Azioni trasmesse dall'impianto per il microtunneling 44
8.14. Azioni sismiche 44
8.14.1. Aspetti generali 44
8.14.2. Definizione dei parametri base 45
8.14.3. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche 46
8.14.4. Valutazione dell'azione sismica sui manufatti 46
8.14.5. Spinta del terreno in fase sismica 47
8.14.6. Spinta idrodinamica della falda 49

9. CRITERI DI VERIFICA 50
9.1. Descrizione generale 50
9.2. Combinazioni delle azioni (par.2.5.3 D.M. 14/01/2008) 50
9.3. Stati limite ultimi (par.2.6.1 D.M. 14/01/2008) 51
9.4. Coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in C.A. 52
9.5. Coefficienti di sicurezza parziali per gli acciai e modalità di verifica 52
9.6. Stati limite di esercizio 53

10. MODALITÀ DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE 54
10.1. Resistenza a sforzo normale e flessione (SLU) 54
10.2. Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (SLU) 54
10.3. Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE) 55

11. POZZO P1 – MANUFATTO PROVVISORIO 57
11.1. Modello di calcolo ad elementi finiti 57
11.2. Condizioni di carico 59
11.3. Combinazione dei carichi elementari 60
11.4. Sollecitazioni 61
11.4.1. Soletta di fondazione 61
11.4.2. Pareti Reggispinta (Sp. 100 cm) 63
11.4.3. Pareti di Invito (Sp. 70 cm) 65
11.4.4. Pareti di Collegamento (Sp. 50 cm) 69
11.5. Verifiche strutturali 73

12. POZZO P1 - MANUFATTO DEFINITIVO 74
12.1. Modello di calcolo ad elementi finiti 74
12.2. Condizioni di carico 76
12.3. Combinazione dei carichi elementari 79
12.4. Sollecitazioni 88
12.4.1. Soletta di fondazione 88
12.4.2. Pareti Reggispinta (Sp. 100 cm) 90
12.4.3. Pareti di Invito (Sp. 70 cm) 92
12.4.4. Pareti di Collegamento (Sp. 50 cm) 96
12.4.5. Parete interna (Sp. 50 cm) 100
12.4.6. Contropareti (Sp. 30 cm) 102
12.4.7. Soletta di copertura 104
12.4.8. Torrino 106
12.5. Verifiche strutturali 108

12.5.1. Soletta di fondazione 108
12.5.2. Pareti Reggispinta (sp. 100 cm) 110
12.5.3. Pareti di Invito (sp. 70 cm) 112
12.5.4. Pareti di Collegamento (sp. 50 cm) 114
12.5.5. Parete interna (sp. 50 cm) 116
12.5.6. Contropareti (sp. 30 cm) 118
12.5.7. Soletta di copertura 119
12.5.8. Torrino 120
12.5.9. Soletta di copertura torrino 122

13. POZZO P2 – MANUFATTO DEFINITIVO 125
13.1. Modello di calcolo ad elementi finiti 125
13.2. Condizioni di carico 126
13.3. Combinazione dei carichi elementari 128
13.4. Sollecitazioni 129
13.4.1. Soletta di fondazione 129
13.4.2. Pareti 131
13.4.3. Soletta di copertura 135
13.4.4. Torrino 137
13.5. Verifiche strutturali 139
13.5.1. Soletta di fondazione 139
13.5.2. Pareti 141
13.5.3. Soletta di copertura 142
13.5.4. Torrino 143

14. POZZO P3 - MANUFATTO DEFINITIVO 145
14.1. Modello di calcolo ad elementi finiti 145
14.2. Condizioni di carico 146
14.3. Combinazione dei carichi elementari 148
14.4. Sollecitazioni 149
14.4.1. Soletta di fondazione 149
14.4.2. Pareti 151
14.4.3. Soletta di copertura 155
14.4.4. Torrino 157
14.5. Verifiche strutturali 157
14.5.1. Soletta di fondazione 157
14.5.2. Pareti 159
14.5.3. Soletta di copertura 160
14.5.4. Torrino 161
14.5.5. Predalles soletta di copertura 162

15. POZZO DI INTERCETTAZIONE – MANUFATTO DEFINITIVO 164
15.1. Modello di calcolo ad elementi finiti 164
15.2. Condizioni di carico 165
15.3. Combinazione dei carichi elementari 167
15.4. Sollecitazioni 168
15.4.1. Soletta di fondazione 168

15.4.2. Pareti 170
15.4.3. Soletta di copertura 174
15.4.4. Torrino 176
15.5. Verifiche strutturali 176
15.5.1. Soletta di fondazione 176
15.5.2. Pareti 178
15.5.3. Soletta di copertura 179
15.5.4. Torrino 180
16. POZZETTO P4 – MANUFATTO DEFINITIVO 181
16.1. Modello di calcolo ad elementi finiti 181
16.2. Condizioni di carico 182
16.3. Combinazione dei carichi elementari 184
16.4. Sollecitazioni 185
16.4.1. Soletta di fondazione 185
16.4.2. Pareti 187
16.4.3. Soletta di copertura 189
16.5. Verifiche strutturali 191
16.5.1. Soletta di fondazione 191
16.5.2. Pareti 193
16.5.3. Soletta di copertura 194
17. CONCLUSIONI 196

1. INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le metodologie, i criteri di calcolo, le analisi e le verifiche strutturali condotte sulle opere definitive in C.A. previste nell'ambito dei lavori per la realizzazione del by-pass idraulico del Rio Noce in comune di Genova.

Si tratta di un intervento volto a captare, tramite una nuova tubazione Ø3000 (Ø2500 interno) le acque di tale rio in corrispondenza di Via in Salita Superiore del Noce, in corrispondenza della scuola dell'infanzia Delia Repetto per farle poi confluire, dopo un percorso di circa 400 m, all'interno del pozzo Carena esistente; da qui con un ulteriore intervento, non appartenente a tale progetto, ma al Progetto Esecutivo "*Scolmatore del torrente Bisagno in comune di Genova - Primo lotto: realizzazione delle opere per la messa in sicurezza idraulica del torrente Fereggiano (e rivi Rovare e Noce) - Secondo stralcio: Opere di presa sui rivi Noce e Rovare e gallerie di collegamento*", esse verranno convogliate all'interno della galleria del torrente Fereggiano attualmente in costruzione.

Il progetto è caratterizzato dalle seguenti opere principali:

- Il pozzo P1, in corrispondenza dei Giardini Balduzzi, da cui viene lanciato lo scavo con *microtunnelling* sia verso Via in Salita Superiore del Noce che verso il pozzo Carena, sottopassando Viale Benedetto XV;
- Il pozzo P2, posto in corrispondenza del parcheggio dei condomini con accesso da Via Pastore, tramite il quale vengono intercettate le acque provenienti dall'area dell'ospedale S. Martino;
- Il pozzo P3 ubicato in Via Salita Superiore del Noce e attraverso il quale verrà estratta la macchina per il *microtunnelling*;
- Il pozzo di intercettazione, posto poco a monte del precedente, attraverso il quale vengono captate le acque del Noce esistente e distribuite per la maggior parte nella nuova tubazione ed in minima parte nel vecchio condotto;
- Il pozzetto P4, posto all'interno del cortile del dipartimento di Igiene dell'Università di Genova, tramite il quale verranno intercettate e convogliate nel nuovo by pass le acque bianche provenienti dalla zona della Clinica Chirurgica e quelle dell'area universitaria a valle di Viale Benedetto XV.

Per il calcolo sono stati utilizzati modelli tridimensionali rappresentativi dei vari elementi strutturali. Il calcolo è stato spinto ad un livello di dettaglio comprendente la specifica

delle caratteristiche dei materiali, il dimensionamento della geometria degli elementi strutturali, la loro verifica strutturale e l'individuazione delle armature di pareti, platee e solette. Il dimensionamento e le verifiche statiche degli elementi strutturali sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti riportate al cap. 4.1.

Per le opere di sostegno del terreno si è scelta la tipologia delle paratie di micropali opportunamente contrastati da appositi telai (centinature) e puntoni da realizzarsi con profili in carpenteria metallica: tale scelta permette di operare per la realizzazione delle paratie con macchinari di dimensioni compatte adatte quindi al contesto urbano in cui l'intervento si inserisce. A tali elementi strutturali è dedicata la relazione PE.RC.201 "Pozzi – Opere di sostegno – Relazione di Calcolo" cui si rimanda per tutti i dettagli.

Per i manufatti interrati definitivi da realizzarsi all'interno degli scavi sostenuti dalle paratie di micropali, avendo essi funzione di contenimento dei liquidi, si è scelta la tipologia tipica delle vasche con soletta di fondo, pareti perimetrali e soletta di copertura in C.A. Per tali opere sono stati scelti calcestruzzi dotati di appropriata composizione, compattezza e resistenza, in modo da garantirne la dovuta durabilità nel tempo, considerando l'aggressività ambientale che li interessa.

2. OGGETTO E SCOPO

Scopo specifico della presente relazione è il dimensionamento e la verifica, in ottemperanza alle normative vigenti anche in materia antisismica, con particolare riferimento ai requisiti richiesti per la corretta funzionalità dei manufatti in fase di esercizio, dei manufatti strutturali definitivi previsti nell'ambito dei lavori per la realizzazione del by-pass idraulico del Rio Noce in comune di Genova.

Dal punto di vista strutturale e/o funzionale i manufatti si presentano totalmente interrati, per cui la principale azione agente sulle pareti è costituita dalla spinta del terreno circostante: si tratta di una azione che contrasta con la spinta prodotta dai fluidi contenuti all'interno dei manufatti. Di tale spinta, cosi come del peso dei rinterri previsti sopra alle solette di copertura, si tiene conto ai fini di definire gli sforzi che si hanno nelle strutture per le condizioni di esercizio; per le condizioni sismiche si ritiene di considerare gli effetti indotti dall'azione sulle masse strutturali e l'incremento di spinta ad opera dei terreni circostanti.

Dal punto di vista sismico si rimanda allo specifico inquadramento riportato nel capitolo ad esso dedicato. Per maggiore chiarezza si riepilogano qui appresso le assunzioni di base per la stesura del progetto esecutivo:

- Tipo di costruzione 2;
- Vita nominale dell'opera $V_N \geq 50$ anni;
- Classe d'uso IV;
- Coefficiente d'uso $C_U = 2.0$;
- Periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

Come già anticipato nella introduzione, nel seguito verranno forniti i calcoli di dettaglio relativi ai manufatti definitivi in C.A.:

- Pozzo P1 - Struttura per *microtunneling*;
- Pozzo P1 - Struttura definitiva;
- Pozzo P2 - Struttura definitiva;
- Pozzo P3 - Struttura definitiva;
- Pozzo di intercettazione - Struttura definitiva;
- Pozzetto P4 - Struttura definitiva.

Per tali manufatti verranno esposti i calcoli degli sforzi, ai quali faranno seguito le verifiche dello stato tensionale indotto, accompagnato dalle appropriate valutazioni concernenti l'adempimento dei limiti imposti per lo stato fessurativo prodotto dai carichi.

Le strutture definitive, destinate al contenimento dei liquidi, sono previste totalmente interrate e quindi anche con funzione di contenimento della spinta dei terreni esterni, sono semplicemente appoggiate sul piano di fondazione, considerato come suolo elastico, sul quale esse si configurano come una piastra in c.a., armata in entrambe le direzioni, contornata da una parete verticale e ricoperta da una soletta superiore.
Per quanto concerne gli aspetti geologici e geotecnici ed in particolare l'assetto e la conformazione dei terreni di fondazione si rimanda ai seguenti documenti:

- PE.RG.101 "Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica";
- PE.RG.107 "Relazione Geotecnica e Geomeccanica".

3. DESCRIZIONE GENERALE

Nel seguito si riporta una descrizione delle opere civili previste in progetto.

3.1. Pozzo P1

Il Pozzo P1 è ubicato in corrispondenza dei Giardini Balduzzi e costituisce il pozzo da cui viene lanciato lo scavo con *microtunnelling* sia del tratto con sviluppo di circa 320 m che, correndo inizialmente in parallelo a Viale Benedetto XV e poi piegando in destra con curva di raggio planimetrico R = 250 m, raggiunge il pozzo di uscita (Pozzo P3) in Via Salita Superiore del Noce, che del tratto con sviluppo di circa 16 m che sottopassa Viale Benedetto XV e quindi, tramite apposito manufatto scatolare realizzato in opera (non compreso nel presente progetto), raggiunge il Pozzo Carena.

In corrispondenza del Pozzo P1 i due tratti di condotta in *microtunnelling* risultano tra loro ortogonali e per questo motivo il Pozzo P1, dovendo ospitare gli allestimenti necessari per il lancio della fresa del *microtunnelling*, presenta sagoma in pianta a T rovesciata, con lato di lunghezza 12.40 m. La sua profondità rispetto al piano campagna risulta invece di quasi 20 m (fondo scavo a q.ta +29.00 m slm).

Per la realizzazione del pozzo si procede dapprima all'esecuzione di una serie di micropali posti a delimitazione del suo perimetro esterno ed aventi le seguenti caratteristiche:

- Diametro: D = 0.30 m;
- Interasse: i = 0.35 m;
- Lunghezza: L = 22 m (da -1.00 m a -23.00 m rispetto a P.C.);
- Armatura: tubi in acciaio DN = 219.1 mm e spessore SP = 12.5 mm.

I micropali sono collegati in testa da una trave di coronamento in C.A. di dimensioni B × H = 1.00 m × 0.50 m.
Ultimati i micropali e la trave, si procede allo scavo del pozzo per fasi successive; al termine di ogni fase intermedia di scavo viene posizionato il corrispondente telaio di contrasto costituito da profilati in acciaio tipo HEA400 (a q.ta -4.00 m, -6.00 m, -8.00 m, -10.00 m e -15.50 da P.C.) e HEM 400 (solo a q.ta -11.50 da P.C.), avente la funzione sia di collegamento dei micropali e quindi di collaborazione alla resistenza nei confronti delle spinte del terreno, sia di irrigidimento della cameretta di spinta avente una geometria irregolare, funzionanti da "puntoni".

Contemporaneamente all'avanzamento dello scavo si provvede alla regolarizzazione delle pareti dei micropali mediante la posa di uno strato di 10 cm di betoncino spruzzato.
Raggiunto il fondo scavo a -19.80 da P.C. (q.ta +29.00 m slm) si procede:

- alla posa del magrone di sottofondazione;
- alla posa delle armature del solettone di fondazione (spessore 1.00 m) ed all'esecuzione del relativo getto di calcestruzzo.

L'analisi di verifica e dimensionamento delle paratie di micropali del Pozzo P1 è riportata nella relazione PE.RC.201 "Pozzi – Opere di sostegno – Relazione di Calcolo" cui si rimanda per tutti i dettagli.

Raggiunta la maturazione del calcestruzzo del solettone di fondo si procede alla rimozione del telaio di contrasto più profondo (a q.ta -15.50 da P.C.), alla posa delle armature e delle casseforme delle pareti perimetrali del pozzo (muri reggispinta di spessore 1.00 m, muri di invito di spessore 0.70 m e muri di collegamento di spessore 0.50 m) e quindi al successivo getto di calcestruzzo.
Nel pozzo con questo grado di finitura vengono installate le attrezzature di spinta, di perforazione e di alimentazione e recupero idraulico dello smarino; il pozzo viene lasciato in tale configurazione fino al completamento del *microtunneling* nelle due direzioni.

Ultimate le operazioni di spinta dei due tratti di *microtunneling* e recuperate le frese dai pozzi dedicati, tutti gli impianti posti all'interno del pozzo P1 vengono rimossi e si procede con la realizzazione della struttura definitiva, interamente realizzata in opera.
Tale struttura presenta pianta a sezione rettangolare di dimensioni interne B × L = 5.00 m × 9.80 m ed altezza interna H = 7.40 m.
Le tre pareti perimetrali accostate alle pareti perimentrali del pozzo già realizzate (muro reggispinta e muri di invito) svolgono essenzialmente la funzione di controparete di finitura e presentano quindi spessore di 0.30 m, mentre la quarta, rivolta verso la parte di pozzo di cui è previsto il riempimento fino all'estradosso del solettone di fondo, presenta spessore di 0.50 m.
La struttura definitiva risulta chiusa superiormente da una soletta di copertura avente quota di estradosso posta circa 10.50 m sotto il piano campagna e spessore 0.70 m, mentre l'accessibilità al pozzo (sia per le persone che per il calaggio dei materiali) è garantito da un torrino di sezione interna netta pari a 3.00 m × 3.00 m, con pareti di spessore 0.30 m e chiuso superiormente da una piastra prefabbricata in C.A. rimovibile in caso di necessità e dotata di un foro per passo d'uomo coperto da un chiusino carrabile in ghisa (classe C250) di dimensioni 0.90 m × 0.90 m.

Il rinterro al di sopra delle strutture sino al piano campagna viene realizzato in misto stabilizzato onde evitare sensibili assestamenti nel tempo.
Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione degli interventi in oggetto.

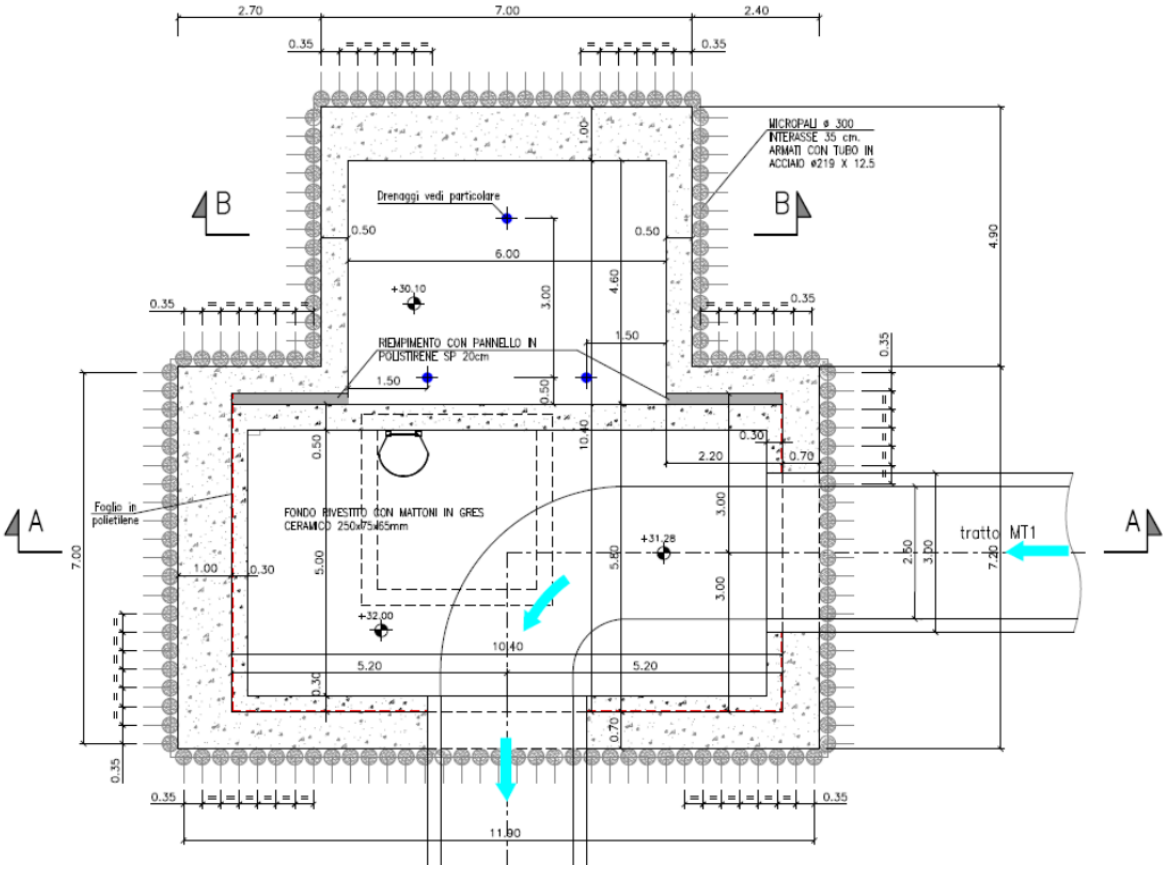


Fig. 3.1 - POZZO P1 - PIANTA

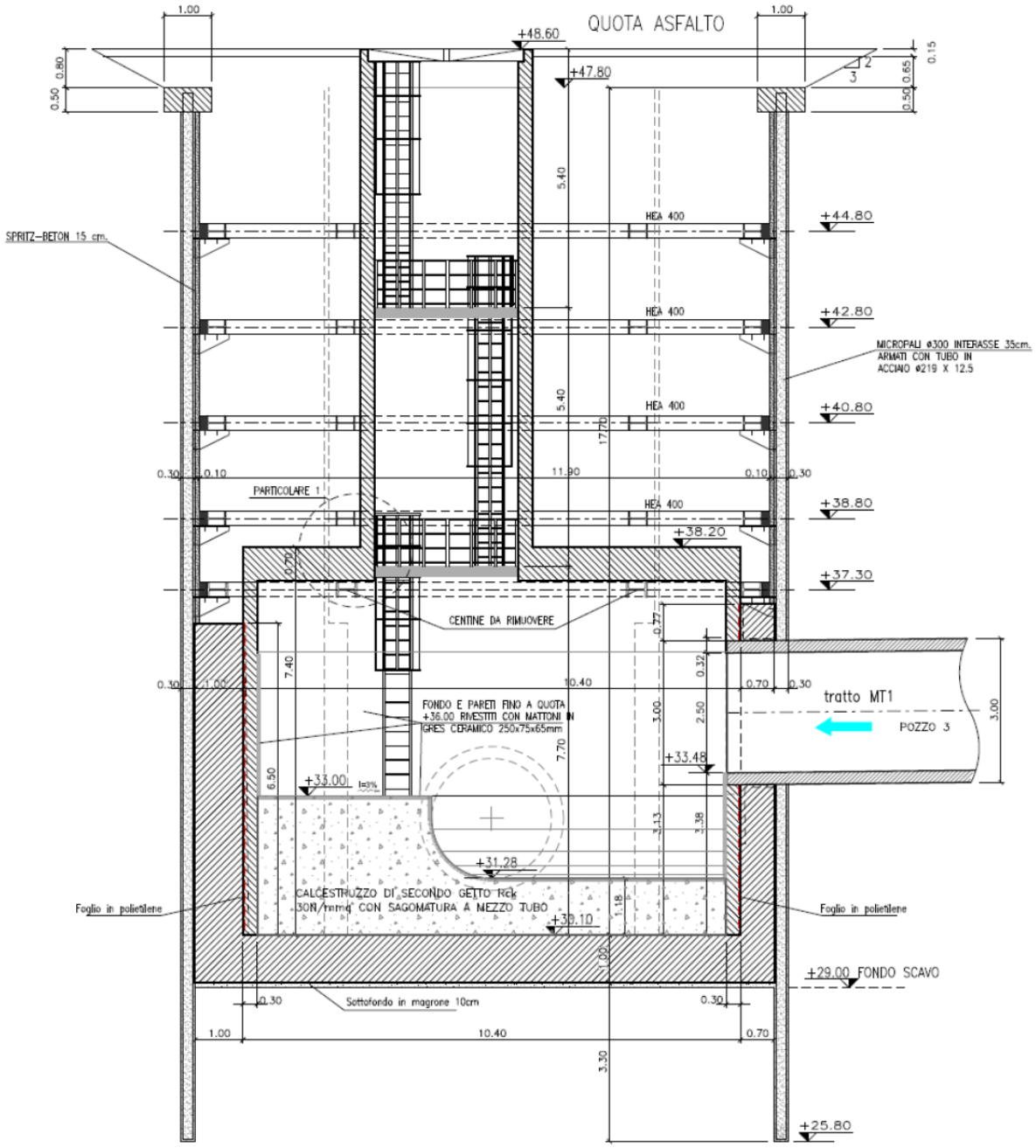


Fig. 3.2 - POZZO P1 - SEZIONE A-A

3.2. Pozzo P2

Il pozzo P2, necessario per permettere l'intercettazione dell'esistente collettore acquee bianche uscente dalla valletta di ponente dell'Ospedale San Martino, è ubicato lungo lo sviluppo del tratto di *microtunneling* compreso tra il pozzo di lancio (Pozzo P1) ed il pozzo di uscita (Pozzo P3) in Via Salita Superiore del Noce intorno alla progressiva 0+315.
Esso presenta pianta di forma rettangolare di dimensioni nette interne B × L = 6.50 m × 5.50 m ed ha una profondità rispetto al piano campagna di 20.00 m (fondo scavo a q.ta +34.50 m slm).
Per la realizzazione del pozzo si procede dapprima all'esecuzione di una serie di micropali posti a delimitazione del suo perimetro esterno ed aventi le seguenti caratteristiche:

- Diametro: D = 0.30 m;
- Interasse: i = 0.35 m;
- Lunghezza: L = 28 m (da -0.70 m a -28.70 m rispetto a P.C.);
- Armatura: tubi in acciaio DN = 219.1 mm e spessore SP = 16 mm.

I micropali sono collegati in testa da una trave di coronamento in C.A. di dimensioni B × H = 1.00 m × 0.50 m.
Ultimati i micropali e la trave, si procede allo scavo del pozzo per fasi successive; al termine di ogni fase intermedia di scavo viene posizionato il corrispondente telaio di contrasto costituito da profilati in acciaio tipo HEA 400 (a q.ta -2.00 m, -5.00 m e -8.00 m da P.C.) e HEM 400 (a q.ta -11.00 m, -14.00 m e -17.00 m da P.C.) avente la funzione sia di collegamento dei micropali e quindi di collaborazione alla resistenza nei confronti delle spinte del terreno, sia di irrigidimento del pozzo e funzionanti quindi da "puntoni".
Contemporaneamente all'avanzamento dello scavo si provvede alla regolarizzazione delle pareti dei micropali mediante la posa di uno strato di 10 cm di betoncino spruzzato.

Raggiunto il fondo scavo a -20 m da P.C. (q.ta +34.50 m slm) si procede alla posa del magrone di sottofondazione ed alla realizzazione della soletta di fondo della struttura definitiva (spessore 0.50 m).
Terminata tale attività si procede alla rimozione del telaio di contrasto più profondo (-17.00 m da P.C.) ed al riempimento dello scavo con ghiaia per una altezza tale da permettere il successivo passaggio della fresa del *microtunneling*.
Nel pozzo, con questo grado di finitura, transiteranno infatti la fresa per il *microtunneling* e la tubazione prefabbricata.

L'analisi di verifica e dimensionamento delle paratie di micropali del Pozzo P2 è riportata nella relazione PE.RC.201 "Pozzi – Opere di sostegno – Relazione di Calcolo" cui si rimanda per tutti i dettagli.

Terminata la spinta del condotto, si procede alla rimozione del materiale di riempimento e quindi, previa rimozione del telaio di contrasto posto a -14.00 m da P.C., alla realizzazione delle pareti perimetrali e della soletta di copertura (tutte di spessore 0.50 m) della struttura definitiva che presenta pianta a sezione rettangolare di dimensioni interne B × L = 5.00 m × 4.00 m ed altezza interna H = 7.40 m.
L'accessibilità al pozzo (sia per le persone che per il calaggio dei materiali) è garantita da un torrino di sezione interna netta pari a 2.00 m × 2.00 m, con pareti di spessore 0.25 m coperto superiormente da un chiusino carrabile in ghisa (classe C250) in quattro elementi.
Il rinterro al di sopra delle strutture sino al piano campagna viene realizzato in misto stabilizzato onde evitare sensibili assestamenti nel tempo.
Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione degli interventi in oggetto.

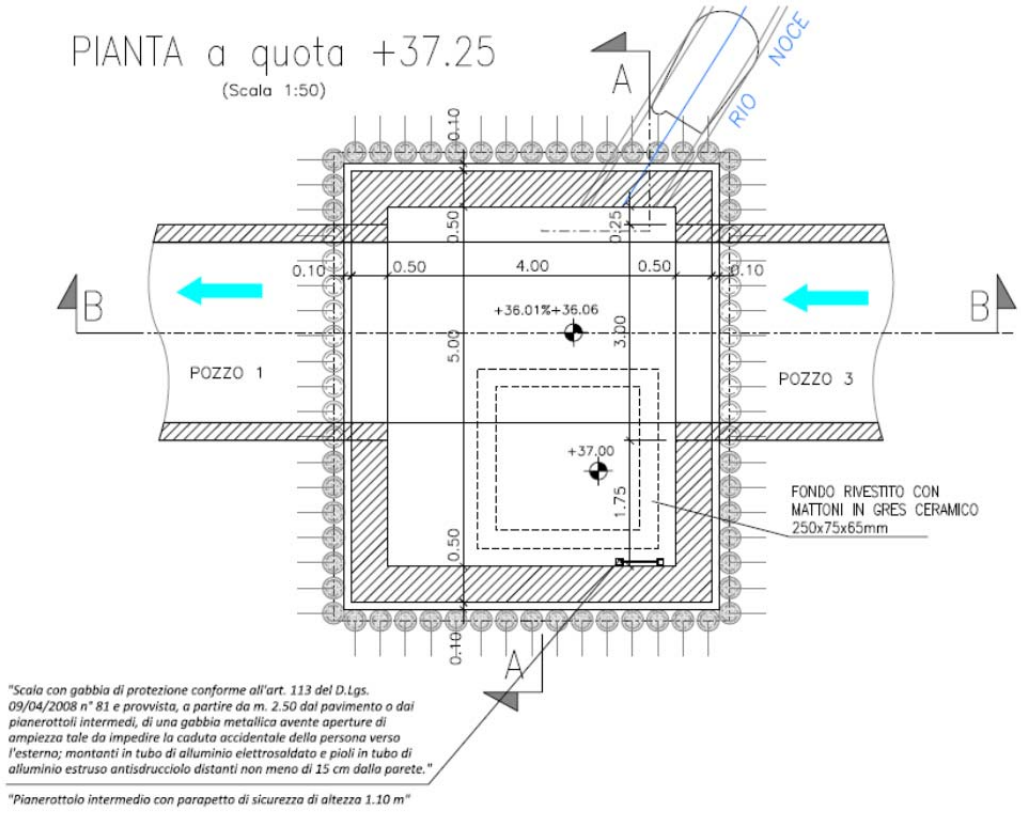


Fig. 3.3 - POZZO P2 - PIANTA

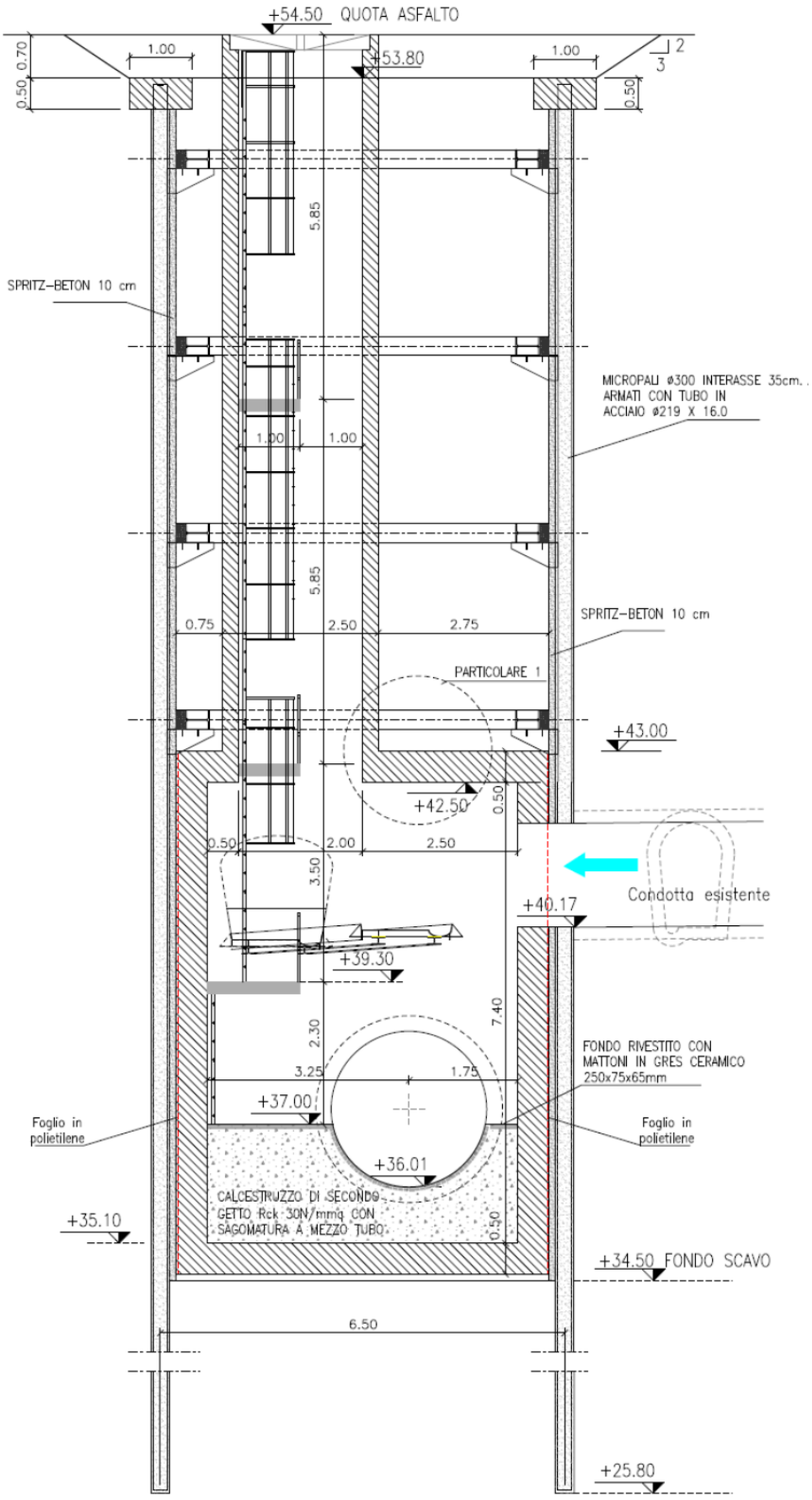


Fig. 3.4 - POZZO P2 - SEZIONE A-A

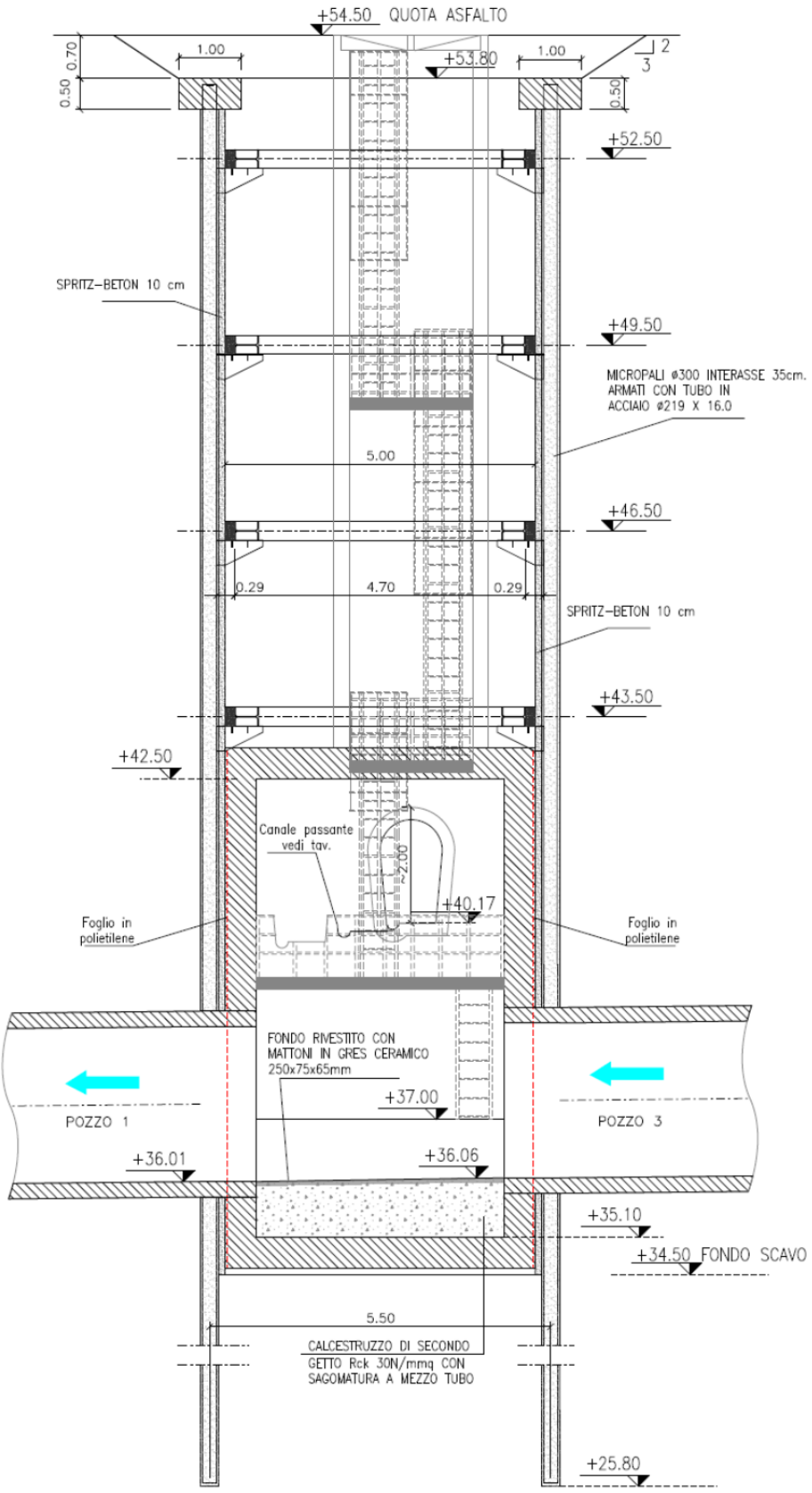


Fig. 3.5 - POZZO P2 - SEZIONE B-B

3.3. Pozzo P3 ed opera di intercettazione del rio Noce

3.3.1. Pozzo P3

Il pozzo P3, pozzo di arrivo della tubazione in *microtunneling*, è ubicato in via Salita Superiore del Noce e presenta pianta di forma rettangolare di dimensioni B × L = 7.00 m × 8.50 m. La sua profondità rispetto al piano campagna è di circa 13 m (fondo scavo a q.ta +35.00 m slm).
Esso svolge anche la funzione di camera di collegamento tra la tubazione realizzata con *microtunneling* ed il tratto di tubazione prefabbricata posata a cielo aperto nel tratto immediatamente a valle dell'opera di intercettazione.

Per la realizzazione del pozzo si procede dapprima all'esecuzione di una serie di micropali posti a delimitazione del suo perimetro esterno ed aventi le seguenti caratteristiche:

- Diametro: D = 0.30 m;
- Interasse: i = 0.35 m;
- Lunghezza: L = 15 m (da -0.70 m a -15.70 m rispetto a P.C.);
- Armatura: tubi in acciaio DN = 219.1 mm e spessore SP = 12.5 mm.

I micropali, che sotto al fondo scavo risultano intestati per circa 3 m nello strato III (Flysch di Monte Antola) vale a dire in materiale roccioso (calcari marnosi e marne calcaree), sono collegati in testa da una trave di coronamento in C.A. di dimensioni B × H = 1.00 m × 0.50 m.
Ultimati i micropali e la trave di coronamento, si procede allo scavo del pozzo per fasi successive: al termine di ogni fase intermedia di scavo viene posizionato il corrispondente telaio di contrasto costituito da profilati in acciaio tipo HEA 400 (rispettivamente a q.ta -2.00 m, -5.00 m e -8.00 m da P.C.), avente la funzione sia di collegamento dei micropali e quindi di collaborazione alla resistenza nei confronti delle spinte del terreno, sia di irrigidimento del pozzo e funzionanti quindi da "puntoni".
Contemporaneamente all'avanzamento dello scavo si provvede alla regolarizzazione delle pareti dei micropali mediante la posa di uno strato di 10 cm di betoncino spruzzato.
Raggiunto il fondo scavo a -13.20 m da P.C. (q.ta +35.10 m slm) si procede alla posa del magrone di sottofondazione ed al riempimento dello scavo con ghiaia per una altezza tale da permettere il successivo arrivo della fresa del *microtunneling*.
Nel pozzo infatti, con questo grado di finitura, arrivano la fresa per il *microtunneling* e la tubazione prefabbricata.

L'analisi di verifica e dimensionamento delle paratie di micropali è riportata nella relazione PE.RC.201 "Pozzi – Opere di sostegno – Relazione di Calcolo" cui si rimanda per tutti i dettagli.

Rimossa la fresa, si procede alla rimozione del telaio di contrasto posto a -8.00 m da P.C. (q.ta +40.30 m slm) ed alla realizzazione della struttura definitiva che presenta pianta a sezione rettangolare di dimensioni interne B × L = 5.50 m × 7.00 m ed altezza interna H = 9.30 m. La soletta di fondo presenta spessore 0.80 m, mentre le pareti perimetrali e la soletta di copertura presentano spessore di 0.50 m.
L'accessibilità al pozzo è garantita da un torrino di sezione interna netta pari a 2.00 m × 2.00 m, con pareti di spessore 0.25 m coperto superiormente da un chiusino carrabile in ghisa (classe D400) in quattro elementi.
Il rinterro al di sopra delle strutture sino al piano campagna viene realizzato in misto stabilizzato onde evitare sensibili assestamenti nel tempo.

Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione degli interventi in oggetto.

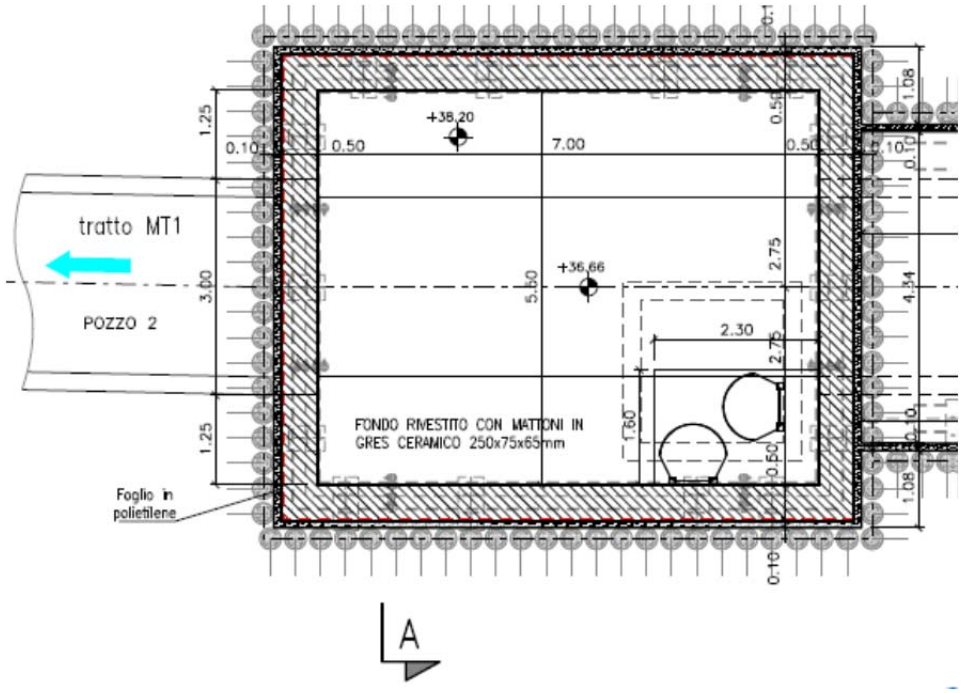


Fig. 3.6 - POZZO P3 - PIANTA

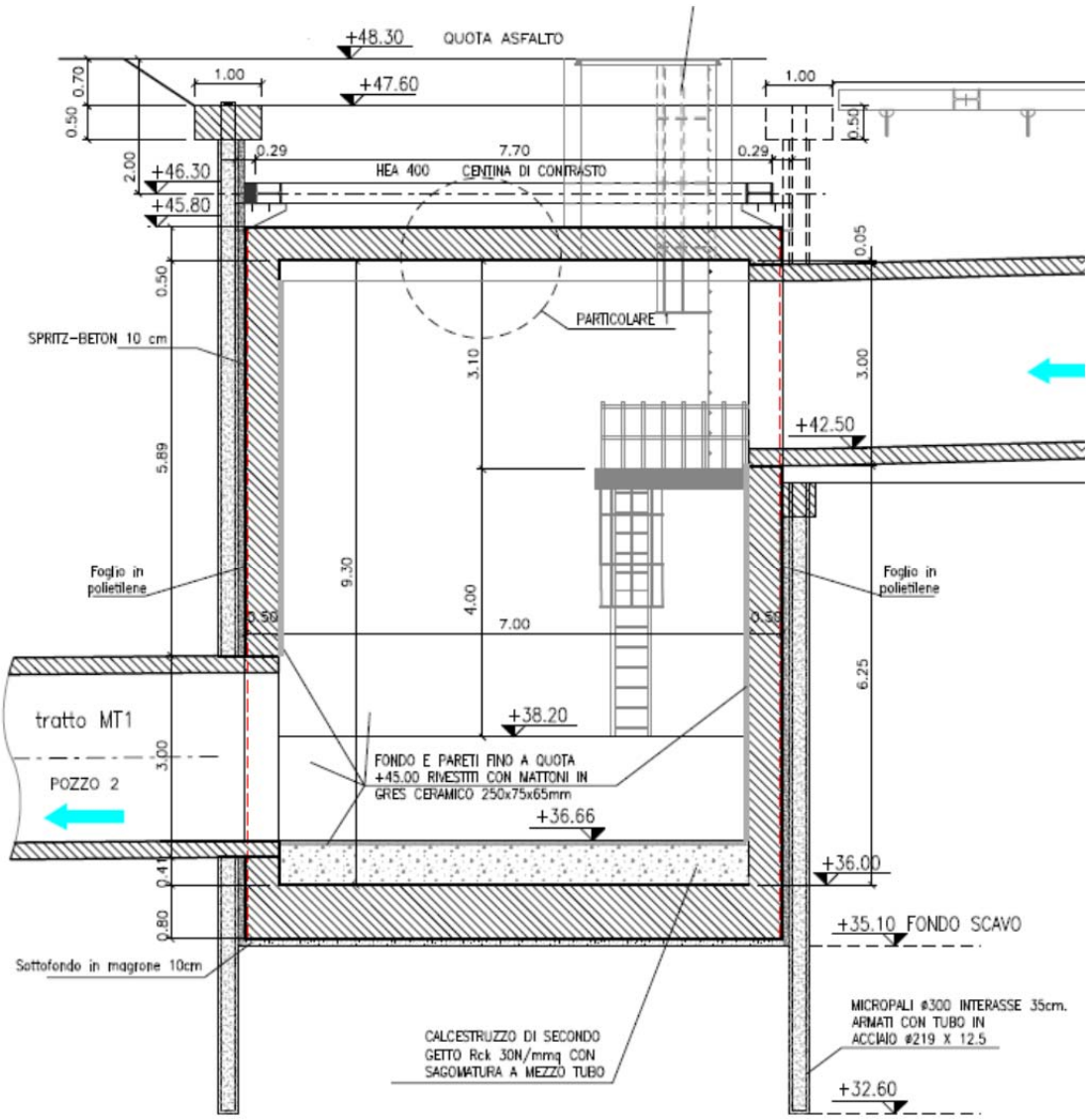


Fig. 3.7 - POZZO P3 - SEZIONE LONGITUDINALE

3.3.1. Opera di intercettazione del Noce

L'intercettazione del condotto interrato all'interno del quale scorre il Rio Noce e la realizzazione del tratto di tubazione prefabbricata posata a cielo aperto che raggiunge il pozzo P3 avviene per mezzo di un'apposita trincea avente impronta irregolare in pianta (larghezza compresa tra un minimo di 4.85 m ed un massimo di 6.45 m per una lunghezza totale di circa 23.50 m) e profondità rispetto al piano campagna variabile da 6.00 m a 6.30 m (fondo scavo a q.ta +42.00 m slm).
Per il sostegno dello scavo si procede dapprima all'esecuzione di una serie di micropali posti a delimitazione del suo perimetro esterno ed aventi le seguenti caratteristiche:

- Diametro: D = 0.30 m;
- Interasse: i = 0.35 m;
- Lunghezza: L = 9 m (da q.ta +47.60 a q.ta +m a -38.60 m slm);
- Armatura: tubi in acciaio DN = 219.1 mm e spessore SP = 12.5 mm.

I micropali, che si prolungano al di sotto del fondo scavo per circa 3.50 m di cui 1.50 m nello strato IIIsup (Flysch di Monte Antola) vale a dire in materiale roccioso (calcari marnosi e marne calcaree), sono collegati in testa da una trave di coronamento in C.A. di dimensioni B × H = 1.00 m × 0.50 m.
Ultimati i micropali e la trave di coronamento, si procede allo scavo del pozzo per fasi successive; al termine della prima fase di scavo (-2.50 m da P.C.) vengono posizionati a q.ta +47.70 m slm (-0.60 m da P.C.) i puntoni costituiti da profili in acciaio tipo HEA 400 disposti a passo i = 4.00 m che riscontrano contro travi di ripartizione addossate ai micropali costituite anch'esse da profili HEA400.
Contemporaneamente all'avanzamento dello scavo si provvede alla regolarizzazione delle pareti dei micropali mediante la posa di uno strato di 10 cm di betoncino spruzzato.
Raggiunto il fondo scavo a q.ta + 42.00 m slm si procede con le successive lavorazioni: nell'area del pozzo di intercettazione si demolisce il tratto di condotto esistente e si procede quindi alla realizzazione della struttura definitiva della cameretta di intercettazione.
L'analisi di verifica e dimensionamento delle paratie di micropali è riportata nella relazione PE.RC.201 "Pozzi – Opere di sostegno – Relazione di Calcolo" cui si rimanda per tutti i dettagli.

La cameretta di intercettazione presenta pianta a sezione rettangolare di dimensioni interne B × L = 4.95 m × 3.80 m ed altezza interna H = 3.20 m. Tutte le membrature (soletta di fondo, pareti perimetrali e soletta di copertura) presentano spessore di 0.50 m, mentre l'accessibilità al pozzo è garantita da un torrino di sezione interna netta pari a 2.00 m ×

2.00 m, con pareti di spessore 0.25 m coperto superiormente da un chiusino carrabile in ghisa (classe D400) in quattro elementi.

Nel tratto compreso tra la cameretta di intercettazione ed il pozzo P3 si procede invece con la posa a cielo aperto della tubazione prefabbricata autoportante (di caratteristiche geometriche e statiche equivalenti a quelle della tubazione utilizzata per il *microtunneling*), previa preparazione del letto di posa e successivo riempimento dell'intercapedine tra tubazione e paratie con misto cementato.

Il rinterro al di sopra delle strutture sino al piano campagna viene realizzato in misto stabilizzato onde evitare sensibili assestamenti nel tempo.

Il tratto di tubazione esistente demolito viene invece ripristinato mediante posa di tubazioni prefabbricate autoportanti ovoidali di dimensioni interne B × H = 120 cm × 180 cm.

Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione degli interventi in oggetto.

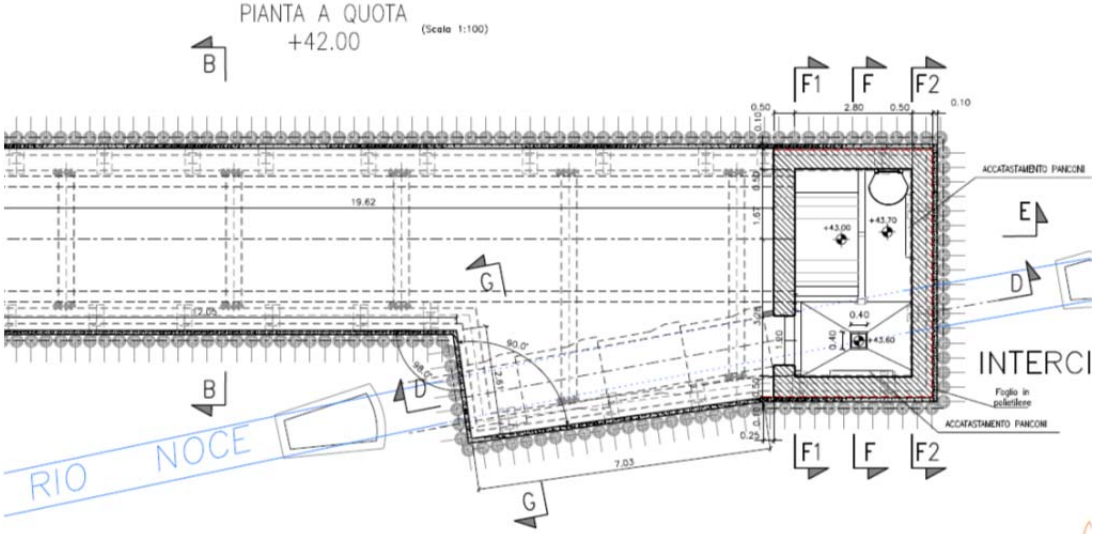


Fig. 3.8 - OPERA DI INTERCETTAZIONE - PIANTA

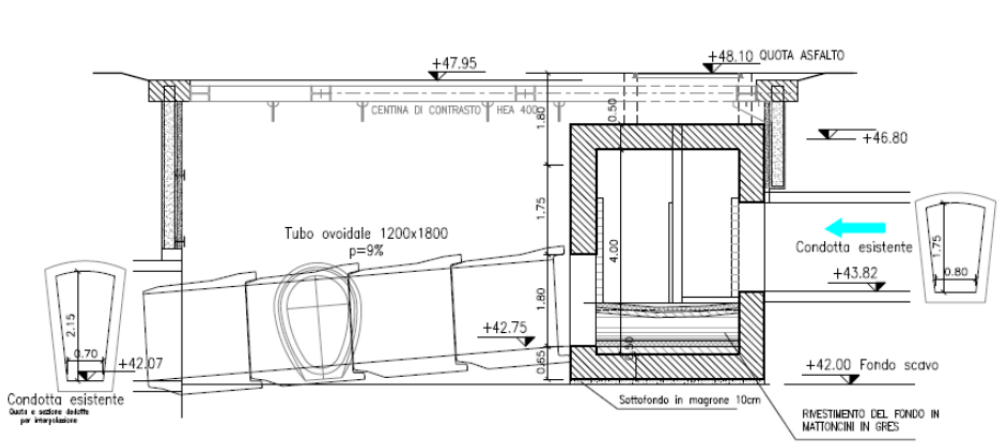


Fig. 3.9 - OPERA DI INTERCETTAZIONE - SEZIONE D-D

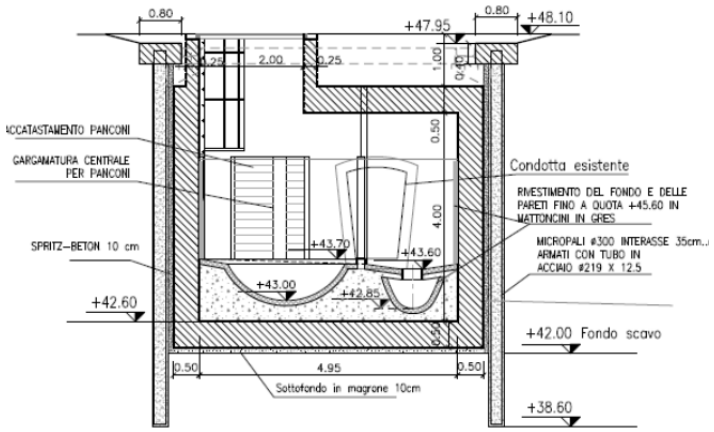


Fig. 3.10 - OPERA DI INTERCETTAZIONE - SEZIONE F-F

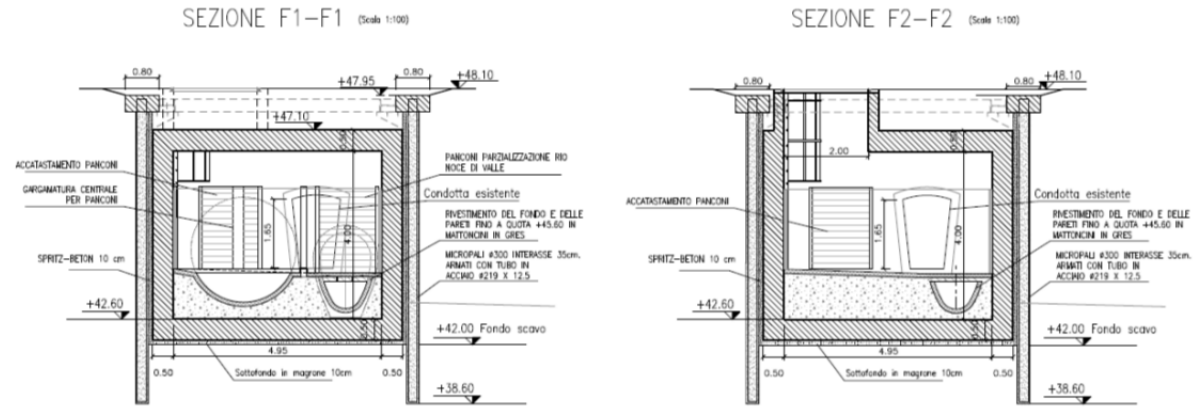


Fig. 3.11 - OPERA DI INTERCETTAZIONE - F1-F1 E F2-F2

3.4. Pozzetto P4

Il pozzetto P4, necessario per intercettare le tubazioni esistenti provenienti dall'Ospedale San Martino e convogliarle mediante successiva realizzazione di una tubazione verticale in acciaio Φ1219 nel sottostante by-pass, è ubicato lungo lo sviluppo del tratto di *micro-tunneling* compreso tra il pozzo di lancio (Pozzo P1) ed il pozzo di uscita (Pozzo P3) in Via Salita Superiore del Noce intorno alla progressiva 0+265.
Esso presenta pianta di forma pressoché rettangolare di dimensioni B × L = 3.40 m × 3.10 m ed ha una profondità di 5.50 m.

Per il sostegno dello scavo si procede dapprima all'esecuzione di una serie di micropali posti a delimitazione della trincea di scavo ed aventi le seguenti caratteristiche:

- Diametro: D = 0.30 m;
- Interasse: i = 0.35 m;
- Lunghezza: L = 9 m (da q.ta +48.00 a q.ta +m a -39.00 m slm);
- Armatura: tubi in acciaio DN = 177.4 mm e spessore SP = 10 mm.

I micropali vengono realizzati a partire da un piazzale esistente posto a q.ta +48.10 m slm, vale a dire circa 6 m al di sotto del piano stradale circostante (+54.00 m slm), e sono collegati in testa da una trave di coronamento in C.A. di dimensioni B × H = 0.50 m × 0.50 m.
L'analisi di verifica e dimensionamento delle paratie di micropali è riportata nella relazione PE.RC.201 "Pozzi – Opere di sostegno – Relazione di Calcolo" cui si rimanda per tutti i dettagli.

Contestualmente alla realizzazione dei suddetti micropali, si procede alla realizzazione della coronella di micropali necessaria per la successiva posa del tubo in acciaio Φ1219 di raccordo al sottostante condotta in *microtunneling*. Questi micropali, che raggiungono q-ta +38.30 m slm, vengono realizzati sempre a partire dalla piazzola di lavoro a q.ta +48.10 m slm con attraversamento a vuoto per un tratto di circa 5.30 m.
Ultimati tutti i micropali e la trave di coronamento si procede allo scavo del pozzo in un'unica fase sino a raggiungere il fondo a q.ta +42.50 m slm.
Si provvede quindi alla regolarizzazione delle pareti dei micropali mediante la posa di uno strato di 10 cm di betoncino spruzzato ed alla realizzazione della soletta di fondo del pozzetto definitivo, previa predisposizione di una dima in corrispondenza della posizione del tubo in acciaio Φ1200 di raccordo al *microtunneling*.

Si procede quindi allo scavo all'interno della coronella di micropali per fasi successive (approfondimento per ciascuna fase pari a 1.00 m) ed al contestuale inserimento del tubo in acciaio Φ1200 fino a raggiungere l'estradosso del microtunneling.
Completato l'innesto si procede alla realizzazione del pozzetto definitivo che presenta pianta a sezione rettangolare di dimensioni interne B × L = 2.30 m × 2.00 m ed altezza interna H = 4.70 m; la soletta di fondo presenta spessore 0.40 m, mentre pareti e soletta di copertura hanno spessore 0.30 m.
L'accessibilità al pozzetto è garantita da un passo d'uomo di dimensioni 0.90 m × 0.90 m, completato da un chiusino carrabile in ghisa (classe C250).
Nelle figure seguenti si riportano pianta e sezione degli interventi in oggetto.

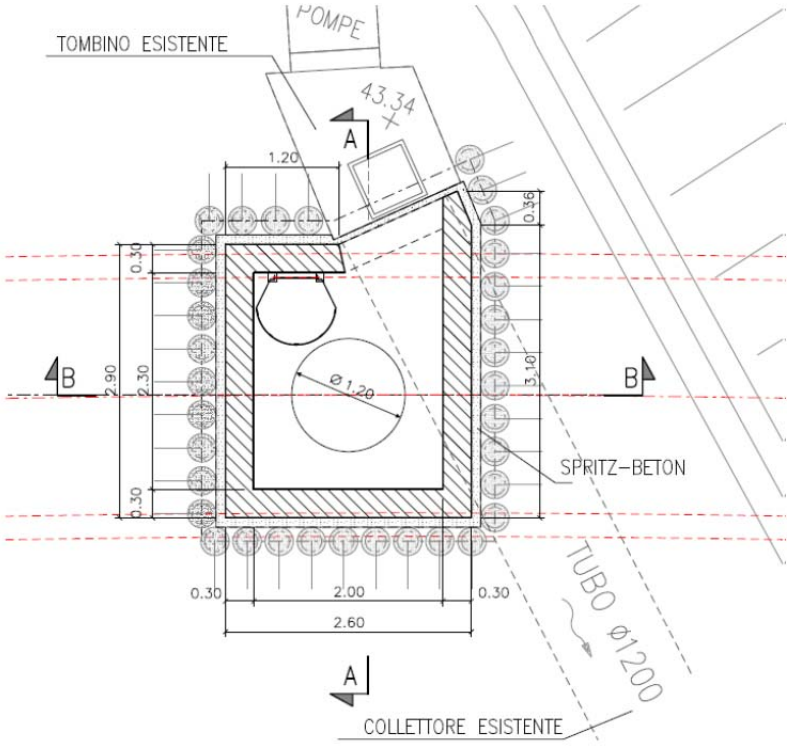


Fig. 3.12 - POZZETTO P4 - PIANTA

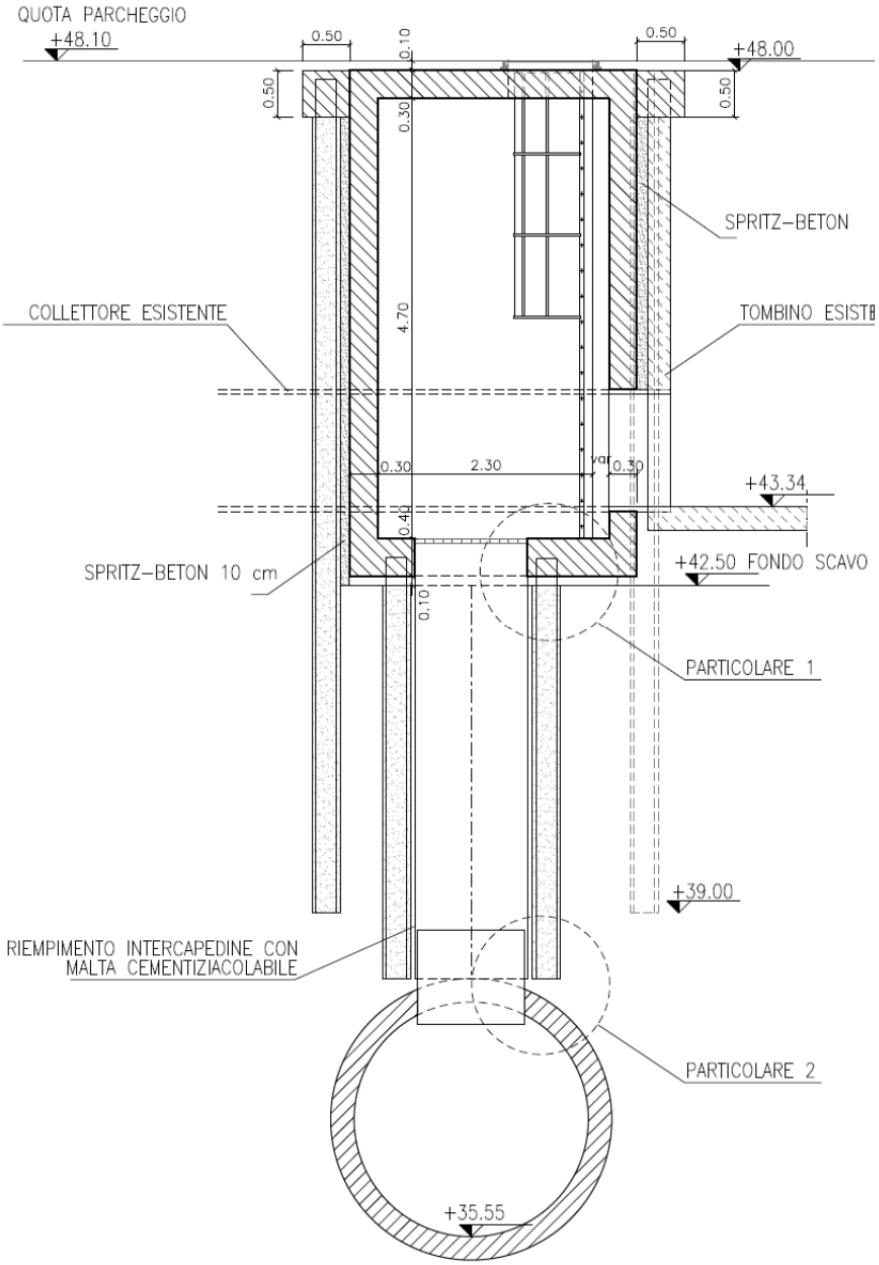


Fig. 3.13 - POZZETTO P4 - SEZIONE

4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E PROGRAMMI UTILIZZATI

4.1. Normative

[1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. D.M. del 14/1/2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

[2] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare n° 617 del 2/02/2009, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008";

[3] D.M. Infrastrutture e Trasporti 31/07/12, "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici";

[4] UNI-EN 1991-1, "Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1: Basi di calcolo";

[5] UNI-EN 1992-1, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

[6] UNI-EN 1992-3, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 3: Strutture di contenimento dei liquidi";

[7] UNI-EN 1993-1-1, "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

[8] UNI-EN 1998-5, "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

[9] UNI EN 206-1, "Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";

[10] CNR-10011/88, "Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione".

4.2. Programmi di calcolo

Le analisi strutturali del presente progetto sono state condotte utilizzando i seguenti programmi di calcolo automatico:

Titolo	**SAP 2000 Ultimate 64bit**
Autore	Computer & Strucures Inc.
Produttore	Computer & Strucures Inc.
Fornitore	Computer & Strucures Inc.
Versione	18.2.0
Concesso in licenza a	Technital S.p.A

Titolo	VERIFICA C.A. SLU
Autore	Prof. Piero Gelfi
Produttore	Prof. Piero Gelfi
Fornitore	Prof. Piero Gelfi
Versione	7.7
Concesso in licenza a	Freeware

I codici di calcolo utilizzati per le analisi strutturali sono prodotti commerciali di provata affidabilità corredati da ampia documentazione che ne attesta l'affidabilità. Il progettista ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l'affidabilità e l'idoneità all'utilizzo per il presente progetto.

L'analisi statica è di tipo lineare e utilizza il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi sismica è di tipo pseudo-statico secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM. 14/01/2008.
L'analisi strutturale è effettuata con il metodo degli elementi finiti: sono stati utilizzati elementi tipo "shell". Il metodo degli elementi finiti sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale.
Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z).
La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.
L'analisi strutturale è eseguita mediante analisi di rigidezza per la valutazione dello stato di tensione-deformazione indotta dall'analisi statica.
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limiti Ultimi. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

La valutazione della affidabilità e idoneità dei codici di calcolo automatico utilizzati per questo progetto è stata consentita da un esame della documentazione fornita dagli sviluppatori. Questa documentazione contiene la descrizione completa della base teorica, gli

algoritmi utilizzati, l'individuazione delle aree di applicazione, test (con file di input necessari a riprodurre il processo) del tutto risolti e discussi.
I programmi utilizzati prevedono una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, quali mesh non coerente, presenza di nodi isolati, assenza di vincoli, il non rispetto delle limitazioni geometriche, la presenza di elementi non verificati, la non convergenza del calcolo nel caso di analisi non lineare, il mancato raggiungimento dei limiti normativi, la ridondanza di oggetti modellati, etc
Le società produttrici hanno verificato tramite l'affidabilità e la robustezza dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
I codici di calcolo consentono inoltre di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale. Oltre al controllo automatico condotto dal software, i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti ad ulteriori controlli che ne comprovano l'attendibilità e l'accettabilità.
Questi controlli, eseguiti manualmente con metodi tradizionali, consistono in verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificati, etc..

In base a quando detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

5. CRITERI DI PROGETTO

Il presente progetto definitivo è stato redatto ai sensi dell'art.24 del D.Lgs. n.207/2010 sulla base delle indicazioni contenute nel progetto definitivo approvato.
Il dimensionamento e le verifiche strutturali degli elementi sono stati eseguiti nel rispetto delle norme vigenti riportate al precedente cap. 4.1.
Le strutture sono state dimensionate per risultare sicure a fronte dei carichi permanenti ed accidentali che possono presentarsi durante la loro vita utile, in particolare:

- i carichi derivanti dalle spinte delle terre, dalla spinta dell'acqua di falda, dalla spinta dei fluidi interni;
- i carichi derivanti dal peso dei rinterri in copertura;
- i carichi addizionali quali quelli dovuti alla presenza di mezzi pesanti a tergo delle strutture di sostegno o sopra le solette di copertura delle strutture definitive;
- l'azione sismica e le conseguenti sovraspinte delle terre e dei fluidi.

La progettazione è stata impostata la fine di garantire che, durante la vita di servizio delle opere, le strutture e i materiali conservino le loro prestazioni, mantenendo il livello di sicurezza e di efficienza funzionale del progetto, per qualsiasi azione e condizione ambientale prevista, fatta salva l'esigenza di garantire la normale manutenzione.

Al fine di migliorare ed ottimizzare le prestazioni degli elementi strutturali sia dal punto di vista dei materiali che delle soluzioni costruttive, la progettazione è stata pertanto impostata secondo i seguenti criteri:

- porre particolare attenzione, oltre che alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali, anche alle verifiche di fessurazione rispettando i suggerimenti previsti dalle norme vigenti;
- garantire la durabilità delle diverse opere oggetto dell'intervento utilizzando il riferimento normativo costituito dalla norma UNI EN 206-1 "Specificazione, Prestazione, Produzione e Conformità", dalla norma UNI 11104:2016 "Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1" e dalle "Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale" emanate dal Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- utilizzare per gli elementi strutturali definitivi calcestruzzi realizzati con cementi, ad esempio di tipo pozzolanico, che presentano un basso calore di idratazione in modo da limitare la fessurazione per ritiro impedito che si manifesta non sotto carico ma in fase di maturazione del calcestruzzo.

- adottare un copriferro adeguato onde evitare che, già dopo pochi anni dal getto, si verifichi l'ossidazione (formazione di ruggine) dei ferri di armatura: tale processo è infatti accompagnato da un significativo aumento di volume dell'armatura (rigonfiamento) che determina prima la fessurazione e dopo l'espulsione del copriferro con conseguente esposizione diretta delle armature metalliche all'azione ossidante e corrosiva dell'aria umida.
- dotare tutte le riprese di getto di un elemento idroespansivo in modo da aumentare l'impermeabilità della zona.
- dotare le riprese di getto sotto falda, oltre che dell'elemento idroespansivo, di un mater-stop in acciaio inox in modo da garantire l'impermeabilità della zona.

Lo scopo degli accorgimenti sopra elencati è quindi quello di ottenere un materiale con ridotta permeabilità in modo da limitare gli effetti deleteri della penetrazione delle sostanze potenzialmente aggressive, presenti nell'ambiente di esposizione, e ridurre quindi numero, estensione e gravità degli interventi di manutenzione.

5.1. Criteri per la definizione della composizione del calcestruzzo

La classe di resistenza del calcestruzzo da utilizzare per la realizzazione delle opere (designata in base alla resistenza caratteristica a compressione a 28 gg.) deve risultare non inferiore al valore minimo raccomandato dalla norma UNI EN 206-1:2001 e dalla norma UNI 11104:2016 per soddisfare i requisiti di durabilità del calcestruzzo in funzione della classe di esposizione ambientale.
Nel caso specifico le classi di esposizione ambientale risultano essere le seguenti:

- "XC2" per strutture soggette a carbonatazione.
- "XA2" per strutture destinate ad entrare in contatto con acqua di fogna;

Le indicazioni prestazionali minime per il calcestruzzo in funzione delle classi di esposizione ambientale sono definite nel prospetto 4 della norma UNI 11104:2016 che, per comodità di lettura, si riporta nel seguito ed in cui sono state opportunamente evidenziate le classi di esposizione sopra menzionate.

TAB. 5.1: PROSPETTO 4 DELLA NORMATIVA UNI 11104:2016

prospetto 5 Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

UNI 11104:2016	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotte dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotte da cloruri						Attacchi da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto *a/c*	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37	C30/37	C32/40	C35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m^3)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												b)	4,0 a)					
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare a secondo UNI 9156							E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della all'acqua di mare adeguata resistenza al UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati. c)		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono esse re verificate rispeto ad un calcestruzzo aerato per il quale e provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CENrrS 12390 -9, UNI CENrrR 15177 0 UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. 11 valore minima di aria inglobata del 4% pub ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con
b) Dupper >20mm; per Dupper inferiori illimite minima andra opportunamente aumentato (ad esempio 5% per Dupper tra 12 mm e 16 mm).
Qualora si rilenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XFI si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minima di cementa sono calcolati in conformita al punto 5.2.2.

Per tutte le strutture previste in progetto si assume pertanto un calcestruzzo di classe C32/40 (resistenza caratteristica a compressione a 28 gg. R_{CK} = 40 MPa) con un rapporto a/c non superiore a 0.5 in modo da garantire un coefficiente di permeabilità inferiore a 1.10-1.13 m/s e una profondità media della penetrazione di acqua di 20 mm (UNI EN 12390-8) e garantire anche il requisito della tenuta idraulica; per una buona compattazione, la classe di consistenza del calcestruzzo deve essere uguale almeno alla S4.

Si assume un copriferro sui ferri più esterni (spilli) di 40 mm: di conseguenza il copriferro sulle armature resistenti risulta superiore a 50 mm.

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1. Caratteristiche meccaniche

Acciaio strutturale per laminati, profilati e piatti, tipo S355J2, secondo UNI EN 10025-5:	$f_{yk} \geq 355$ N/mm^2 $f_{tk} \geq 510$ N/mm^2
Acciaio strutturale per grigliati elettrosaldati, tipo 355J2 zincato a caldo, secondo UNI EN 10025-2:	$f_{yk} \geq 355$ N/mm^2 $f_{tk} \geq 510$ N/mm^2
Acciaio inox per inserti particolari:	tipo AISI 304L
Calcestruzzo a prestazione garantita conforme alla Norma UNI EN 206-1 (marzo 2006) per strutture in c.a., considerate in ambiente moderatamente aggressivo dal punto di vista chimico e gettate in opera (classe di esposizione XA2/XC2, rapporto massimo acqua cemento pari a 0.50, classe di resistenza minima C32/40, contenuto minimo di cemento solfato resistente pari a 340 kg/m^3, dimensione massima degli aggregati pari a 25 mm e 40 mm di ricoprimento minimo):	$f_{ck,cube} \geq 40$ N/mm^2
Acciaio tipo B450C per barre ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, di qualità saldabile per strutture in c.a.:	$f_{yk} \geq 450$ N/mm^2 $f_{tk} \geq 540$ N/mm^2 $1{,}15 \leq (f_t / f_y)_k < 1{,}35$

6.2. Valori delle caratteristiche meccaniche da assumere nei calcoli

6.2.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo da utilizzare per il getto degli elementi strutturali dovrà possedere i seguenti requisiti:

- Classe di resistenza a compressione minima: C32/40

R_{ck}	= 40 MPa	resistenza caratteristica cubica;
f_{ck}	= 32 MPa	resistenza caratteristica cilindrica;
f_{cd}	= 18.13 MPa	resistenza a compressione di calcolo;
f_{ctm}	= 3.02 MPa	resistenza media a trazione;
f_{ctk}	= 2.12 MPa	resistenza caratteristica a trazione;
E	= 33300 MPa	modulo elastico.

Nella definizione della resistenza a compressione di calcolo si considera il termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$.
Per quanto riguarda le analisi allo Stato Limite di Esercizio, si adottano le seguenti limitazioni tensionali:

- combinazione rara $\sigma_c = 0.6 \times f_{ck} = 19.20$ MPa
- combinazione quasi permanente $\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ MPa

Il copriferro minimo misurato sul ferro più esterno (spilla) è pari a 40 mm: di conseguenza il copriferro sulle armature resistenti risulta superiore a 50 mm.
Data la classe di esposizione ambientale prevista per gli interventi in progetto (XA2 e XC2) e la tipologia di armatura (acciai ordinari => armatura poco sensibili) , in accordo a quanto previsto dal cap. 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14/01/2008, i valori di apertura fessure devono risultare limitati a:

- combinazione frequente $w_2 = 0.3$ mm
- combinazione quasi permanente $w_1 = 0.2$ mm

Si precisa che in favore di sicurezza nel seguito tutte le verifiche di apertura fessura verranno condotte utilizzando quali azioni sollecitanti i valori desunti dalla combinazione rara in luogo della combinazione frequente.

6.2.2. Acciai per barre ad aderenza migliorata, reti e tralicci

Le caratteristiche dell'acciaio per barre d'armatura da calcestruzzo armato impiegate nel presente progetto sono le seguenti:

- Barre d'armatura in acciaio laminato a caldo per calcestruzzo B450C (ex FeB44K) saldabile con:

f_{yk}	= 450 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{t,nom}$	= 540 MPa	tensione caratteristica di rottura
E	= 210000 MPa	modulo elastico

In zona sismica si deve avere:

$1.15 < f_y / f_{yk} < 1.35$

$f_{y,eff} / f_{y,nom} < 1.25$

$\varepsilon_{su,k} > 7.5$ %

Per quanto riguarda le analisi allo Stato Limite Ultimo, si considera:

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ MPa	resistenza di calcolo
γ_s	= 1.15	coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Per quanto riguarda le analisi allo Stato Limite di Esercizio, si adotta la seguente limitazione tensionale:

$\sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 360$ MPa (combinazione di carico rara)

6.3. Acciaio per strutture metalliche

Le caratteristiche degli elementi di carpenteria in acciaio al carbonio sono le seguenti:

- Acciaio per profili, lamiere, piatti S 355 J2 (UNI EN 10025)
- Acciaio inox per inserti AISI 304L
- Tirafondi e bulloni di ancoraggio classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Bulloni classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Saldature con elettrodi basici E52 (UNI EN 1011:2005)

Tensioni caratteristiche:

- Acciaio per strutture: S 355 J2
  - Modulo di elasticità longitudinale: $E = 210000$ N/mm^2
  - Tensione di rottura: $f_t \geq 510$ N/mm^2
  - Tensione di snervamento $f_y \geq 355$ N/mm^2
  - Resistenza di progetto (t<40mm) $f_d = 355$ N/mm^2
  - Resistenza di progetto (t>40mm) $f_d = 315$ N/mm^2

- Bulloneria: Classe 8.8
  - Tensione di rottura: $f_t = 800$ N/mm^2
  - Tensione di snervamento: $f_y = 640$ N/mm^2
  - Resistenza caratteristica: $f_{k,N} = 560$ N/mm^2
  - Resistenza di progetto a trazione: $f_{d,N} = 560$ N/mm^2
  - Resistenza di progetto a taglio: $f_{k,V} = 396$ N/mm^2

7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

La parametrizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi di progetto è stata effettuata tramite l'analisi delle prove in sito e di laboratorio effettuate nelle campagne di indagine, che sono state eseguite nell'area di progetto dal 1999 ad oggi.
I valori di resistenza e di deformabilità dei terreni granulari e dei terreni fini sono stati definiti tramite l'interpretazione delle prove SPT alla luce della loro composizione granulometrica, della plasticità e del grado di addensamento/compattezza.
Per quanto riguarda i terreni fini, i risultati delle prove SPT sono stati integrati e traguardati con i risultati delle prove di laboratorio, al fine di stimare correttamente sia i valori della coesione non consolidata non drenata sia del modulo di deformabilità.
Si sottolinea che per i terreni fini si è adottato un comportamento resistivo e tenso – deformativo nel campo della sovraconsolidazione (OCR > 1), in quanto le opere di progetto sono degli scavi che implicano una riduzione dello stato tensionale rispetto a quello originario.
La permeabilità dei terreni è stata definita alla luce dei risultati delle prove Lefranc e della composizione granulometrica degli stessi.
I valori ottenuti sono stati quindi ottimizzati considerando l'esperienza del Progettista in terreni analoghi.
Per quanto riguarda gli ammassi rocciosi si è definito il criterio di rottura secondo la teoria di Hoek – Brown e successivamente lo si è linearizzato per definire le coppie di valori di coesione ed angolo di attrito del criterio Mohr – Coulomb equivalente.
La permeabilità degli ammassi rocciosi è stata derivata dalle prove Lugeon.
Nel seguito si riporta la parametrizzazione geotecnica assunta in progetto con riferimento alle distinte aree di intervento.

7.1. Pozzo P1

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità R: dal P.C. a 2.5 m;
- unità I: da 2.5 a 18.5 m;
- unità II: da 18.5 a 20.5 m;
- unità IIIs: da 20.5 a 25 m;
- unità III: > 25 m.

La falda si pone a circa 17 m di profondità dal piano campagna.

La tabella seguente indica, per ciascuna unità stratigrafica suddetta, la parametrizzazione geotecnica di progetto.

TAB. 7.1: POZZO P1 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Unità (n°)	γ (kN/m^3)	OCR (-)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	ν (-)	k_0 (-)	Vs (m/s)
R	18.5	-	-	0	35	15	75	-	-	1E-6	0.35	0.50	200
I	19.0	5–2 (1)	100	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250
II	20.0	8–4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400
IIIs	24.0	-	-	170	52	1500	-	-	-	5E-7	0.25	1.0	>800
III	25	-	-	260	50	3000	-	-	-	1E-7	0.20	1.0	>800

Note:
(1) Decresce con la profondità
(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

7.2. Pozzo P2

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità R: dal P.C. a 6 m;
- unità I: > 6 m;

La falda si pone a circa 17 m di profondità dal piano campagna.

La tabella seguente indica, per ciascuna unità stratigrafica suddetta, la parametrizzazione geotecnica di progetto.

TAB. 7.2: POZZO P2 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Unità (n°)	γ (kN/m^3)	OCR (-)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	ν (-)	k_0 (-)	Vs (m/s)
R	18.5	-	-	0	35	15	75	-	-	1E-6	0.35	0.50	200
I	19.0	5–2 (1)	100	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250

Note:
(1) Decresce con la profondità
(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

7.3. Pozzo P3 e Pozzo di intercettazione

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità R: dal P.C. a 2.7 m;
- unità I: da 2.7 a 8 m;
- unità IIIs: da 8 a 13 m;
- unità III: > 13 m.

La falda si pone a circa 7 m di profondità dal piano campagna.

La tabella seguente indica, per ciascuna unità stratigrafica suddetta, la parametrizzazione geotecnica di progetto.

TAB. 7.3: POZZO P3 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Unità (n°)	γ (kN/m^3)	OCR (-)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	ν (-)	k_0 (-)	Vs (m/s)
R	18.5	-	-	0	35	15	75	-	-	1E-6	0.35	0.50	200
I	19.0	5–2 (1)	100	5 (2)	34 (2)	20	100	0.16	0.016	5E-7	0.30	0.60	250
IIIs	24.0	-	-	120	56	1500	-	-	-	5E-7	0.25	1.0	>800
III	25	-	-	200	54	3000	-	-	-	1E-7	0.20	1.0	>800

Note:
(1) Decresce con la profondità
(2) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

7.4. Pozzetto P4

Le unità stratigrafiche si distribuiscono lungo la verticale secondo le seguenti profondità dal piano campagna (p.c.):

- unità R: dal P.C. a 4 m;
- unità II: > 4 m;

La falda si pone a circa 17 m di profondità dal piano campagna.

La tabella seguente indica, per ciascuna unità stratigrafica suddetta, la parametrizzazione geotecnica di progetto.

TAB. 7.4: POZZETTO P4 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Unità (n°)	γ (kN/m^3)	OCR (-)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	G_{max} (MPa)	CR (-)	RR (-)	K (m/s)	ν (-)	k_0 (-)	Vs (m/s)
R	18.5	-	-	0	35	15	75	-	-	1E-6	0.35	0.50	200
II	20.0	8–4 (1)	300	30 (2)	28 (2)	40	200	0.20	0.020	5E-9	0.30	0.65	400

Note:
(3) Decresce con la profondità
(4) Valori riferiti ad inviluppo di rottura nel campo della pre – consolidazione (OCR>1).

8. ANALISI DEI CARICHI

Nel presente capitolo vengono definiti i carichi utilizzati per il dimensionamento degli elementi strutturali definitivi previsti nell'ambito dei lavori di realizzazione del by-pass idraulico del Rio Noce in comune di Genova.
Nei successivi capitoli, specifici per ogni singola opera analizzata, si darà indicazione dei carichi effettivamente utilizzati.

8.1. Vita utile di progetto

La vita utile di progetto è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria prevista, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per le opere in esame si assume una vita utile pari a 50 anni.

8.2. Peso proprio strutturale

I pesi propri strutturali delle opere sono valutati assumendo i seguenti pesi specifici:

- elementi in calcestruzzo armato $\gamma_{CLS} = 25.00$ kN/m^3
- elementi in carpenteria metallica $\gamma_{ACC} = 78.50$ kN/m^3

8.3. Carichi permanenti su elementi di copertura

Sopra alla copertura dei manufatti definitivi interrati è previsto un ricoprimento in misto stabilizzato il cui peso viene valutato in funzione dell'effettivo spessore di ricoprimento assumendo il seguente peso specifico:

- Ricoprimento $\gamma_{RIC} = 19.00$ kN/m^3

8.4. Spinta del terreno

L'intensità della spinta esercitata dal terreno sulle opere di sostegno viene valutata, per ciascuna unità stratigrafica presente lungo la verticale, con riferimento ai parametri geotecnici definiti nel precedente cap. 7.
Le pareti perimetrali delle strutture definitive vengono realizzate addossate alle opere di sostegno degli scavi (paratie di micropali) che svolgono la funzione di contenimento della spinta del retrostante terreno in fase provvisoria: nel lungo termine, vista la minor rigi-

dezza delle paratie di micropali rispetto alle pareti dei manufatti definitivi in C.A., è ragionevole pensare che l'effetto resistente migri dai micropali alle pareti in C.A.
Per questa ragione, cautelativamente nell'analisi strutturale dei manufatti si considera agente sulle pareti la spinta del terreno, valutata però con riferimento alla condizione di spinta attiva in quanto già mobilitata sui retrostanti micropali. Sempre in favore di sicurezza nell'ambito delle combinazioni dei carichi si considera anche la situazione in cui la spinta del terreno non migri dai micropali alle pareti in C.A. (condizione che massimizza le sollecitazioni flettenti in campata nelle solette).

Diversa è la situazione valida per le pareti dei torrini su cui insiste la spinta del rinterro finale. Tenuto infatti conto sia della geometria che della rigidezza strutturale, effetti che limitano gli spostamenti ed impediscono quindi al retrostante rinterro di mobilitare le spinte attive, la pressione indotta dal terreno sulle pareti viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin \varphi'$, ove in via assolutamente cautelativa per il rinterro in misto stabilizzato si è considerato un angolo di attrito $\varphi' = 30°$.

8.5. Spinta della falda idrostatica

Al di sotto del livello di falda definito nel precedente capitolo 7, sulle pareti contro-terra viene applicata la spinta idrostatica calcolata in funzione della profondità assumendo un peso specifico dell'acqua $\gamma_W = 10$ kN/m^3.

8.6. Spinta dei fluidi contenuti all'interno delle vasche

La spinta idrostatica dei fluidi contenuti all'interno dei manufatti viene cautelativamente trascurata tenuto conto che essa risulta sempre inferiore alla spinta esterna indotta dal terreno e dalla falda idrostatica, oltre che ad esse opposta.

8.7. Carico variabile su elementi di copertura

Il carico variabile agente sugli elementi di copertura dei manufatti definitivi viene valutato secondo quanto previsto al cap. 5.1.3.3.5 del D.M. 14/01/2008 per i carichi agenti sui ponti stradali considerando, in funzione delle effettive condizioni geometriche, gli effetti della diffusione del carico da normativa nello spessore del rinterro.

8.8. Azioni della neve su elementi di copertura

L'intervento è ubicato a Genova, quindi in Zona II secondo la classificazione del D.M. 14/01/2008 per il calcolo del carico da neve: risulta pertanto $q_{sk} = 1.00 kN/m^2$.

Il carico variabile dovuto alla neve vale quindi:

- $Q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.8 \times 1.00 \times 1.0 \times 1.0 = 0.80\ kN/m^2$

8.9. Spinta del terreno indotta dal sovraccarico permanente

L'effetto indotto dalla presenza delle fondazioni degli edifici adiacenti al pozzo viene considerato quale sovraccarico permanente nei casi in cui, per posizione degli edifici (loro distanza dagli scavi e profondità delle loro fondazioni) e per profondità degli scavi, esso possa potenzialmente gravare sulle opere definitive.
In funzione della tipologia e della dimensione degli edifici presenti, si è valutato quale rappresentativo un carico nastriforme di intensità pari a 140 kN/m^2 agente su una larghezza di 3.0 m a partire dalla minima distanza esistente tra la parete del manufatto e l'edificio più vicino.

8.10. Spinta del terreno indotta dal carico accidentale

L'intensità della spinta esercitata dal terreno sulle pareti dei manufatti definitivi per effetto della presenza di sovraccarichi accidentali a tergo delle stesse viene valutata con riferimento ad un sovraccarico uniformemente distribuito di intensità pari a al valore del sovraccarico accidentale agente al di sopra della soletta di copertura e calcolato come indicato nel precedente cap. 8.7.

8.11. Azioni del vento per strutture fuori terra

Gli interventi risultano tutti completamente interrati e pertanto non interessati dall'azione del vento.

8.12. Azioni della temperatura

Gli interventi risultano tutti completamente interrati e pertanto non interessati dall'azione della temperatura.

8.13. Azioni trasmesse dall'impianto per il microtunneling

Il pozzo P1 svolge funzione di pozzo di lancio per il *microtunneling*. In fase provvisoria, le strutture in C.A. del pozzo accolgono pertanto gli allestimenti necessari per consentire la spinta de *microtunneling*. I carichi in gioco in questa fase sono i seguenti:

- Massetto di fondazione fresa: valutato in funzione dell' altezza considerando un peso specifico $\gamma_{CLS} = 25.00$ kN/m^3
- Peso proprio della fresa: $P_{FRESA} = 900$ kN
- Azione di spinta della fresa: $S_{FRESA} = 14000$ kN

L'azione di spinta della fresa è a rigore un'azione di tipo eccezionale (coefficiente $\gamma_Q = 1.00$) ma, in favore di sicurezza, nell'ambito delle combinazioni dei carichi (vedere cap. 11.3) essa viene considerata come azione accidentale (coefficiente $\gamma_Q = 1.50$) onde tener conto di possibili variazioni della sua intensità rispetto al valore nominale a seguito di imprevisti che dovessero verificarsi durante le operazioni di spinta.

8.14. Azioni sismiche

8.14.1. Aspetti generali

Secondo le Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008), la pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che si verifichi in un certo intervallo temporale un evento sismico di entità pari ad un valore prefissato.
Il lasso di tempo in questione è il "V_R" che, associato alla "probabilità di superamento nel periodo di riferimento "P_{VR}", determina il periodo di ritorno T_R del sisma.
Il periodo di ritorno del sisma per le analisi agli stati limite eseguite è pari a:

- $T_R \cong V_R$ stato limite di danno (SLD)
- $T_R \cong 9.50 \cdot V_R$ stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- $T_R \cong 19.50 \cdot V_R$ stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

La vita di riferimento dell'opera si calcola dal prodotto tra la vita nominale V_N, da intendersi pari al numero di anni durante i quali deve essere usata, pur con la necessaria manutenzione ordinaria, per gli scopi previsti, ed il coefficiente d'uso C_U che traduce la destinazione d'uso dell'opera quantificandone l'importanza / pericolosità.
Per l'opera in questione si assume $V_N = 50$ anni e $C_U = 2$, corrispondente alla classe d'uso IV definita dalla Norma.

La V_R risulta di conseguenza pari a 100 anni ed i periodi di riferimento del sisma diventano:

- T_R = 100 anni (P_R = 63%) stato limite di danno (SLD)
- T_R = 950 anni (P_R = 10%) stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- T_R = 1950 anni (P_R = 5%) stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

8.14.2. Definizione dei parametri base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, nel periodo di riferimento V_R.

Ai fini della normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella tabella seguente si riportano, per ogni stato limite, i parametri base (per i dettagli si rimanda al doc. PE.RG.101 "Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica").

TAB. 8.1: PARAMETRI BASE PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C' [s]
SLO	60	0.032	2.534	0.214
SLD	100	0.038	2.555	0.243
SLV	950	0.087	2.532	0.297
SLC	1950	0.111	2.525	0.303

8.14.3. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale sulla base dell'individuazione di categorie di sottosuolo (Tab.3.2.II del D.M. 14/01/2008) e topografiche (Tab.3.2.III del D.M. 14/01/20088) di riferimento (in assenza di specifiche analisi).
A livello di categoria di suolo di fondazione, stante la presenza di depositi argillosi e/o coperture sciolte di spessore variabile su substrato lapideo, in base ai risultati delle prove MASW specificamente eseguite risulta su tutta l'area una situazione sostanzialmente variabile fra categoria B e C.
Nello specifico risulta:

- zona pozzo Carena e pozzo P1: Vs30 = 364 m/s => cat. B ai limiti della cat. C (il passaggio fra B e C è a Vs30 = 360 m/s). Cautelativamente si assume una categoria C;
- da pozzo P1 a pozzo P2: Vs30 = 300 m/s => categoria C.
- da pozzo P2 a pozzo P3: Vs30 = 426 m/s => categoria B.

In favore di sicurezza per tutte le analisi si considera un terreno di categoria C.

8.14.4. Valutazione dell'azione sismica sui manufatti

Secondo quanto indicato al paragrafo 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008, per i manufatti interrati l'analisi della sicurezza in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici.
L'analisi pseudo-statica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio attivo e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo stesso.
Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.
Nelle verifiche allo stato limite ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$ (formula 7.11.6 D.M. 14/01/2008)

$k_v = \pm 0.5 \times k_h$ (formula 7.11.7 D.M. 14/01/2008)

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$a_{max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$ (formula 7.11.8 D.M. 14/01/2008)

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab.7.11-II del D.M. 14/01/2008.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso in esame, a seguito dei risultati presentati nella Relazione Sismica e sopra riportati, si valutano:

$S_S = 1.5$ coefficiente di amplificazione stratigrafica per categoria di sottosuolo C (Tab.3.2.V del D.M. 14/01/2008)

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica per categoria topografica T1 (Tab.3.2.VI del D.M. 14/01/2008)

Nella ipotesi in cui gli spostamenti relativi delle strutture rispetto al terreno siano impediti, oppure modesti, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Il coefficiente sismico orizzontale relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta, dunque, pari a:

$k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 1.0 \times (1.5 \times 1.0 \times 0.087\ g) / g = 0.13$

Il coefficiente sismico orizzontale relativo allo stato limite di danno (SLD) risulta invece pari a:

$k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 1.0 \times (1.5 \times 1.0 \times 0.038\ g) / g = 0.057$

Stante la conformazione delle opere suddette, in base a quanto precisato nel paragrafo 7.2.1 del D.M. 14/01/2008, non verrà presa in considerazione la componente verticale dell'azione sismica.

8.14.5. Spinta del terreno in fase sismica

Per le pareti costruite addossate alle paratie di micropali, per le quali in base alle considerazioni riportate nel precedente cap. 8.4 risultano mobilitate le spinte in condizioni attive, la forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d, è valutata in riferimento al p.to E3 dell'Appendice E della UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8):

$$E_d = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times K \times H^2$$

dove

H è l'altezza del terrapieno;

γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico), calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe.

Per stati attivi:

- se $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d)\sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d)\sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

- se $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

Per stati passivi (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta)\sin(\psi + \theta)}}\right]^2}$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

- ϕ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- ψ e β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte (ψ=90°) e della superficie del terrapieno (β=0°);
- δ_d è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro (δ_d=0°);
- θ è un angolo definito come segue:
  - per livello di falda al di sotto del muro di contenimento
    $\tan\theta = k_h / (1 \pm k_v)$
  - per terreno a bassa permeabilità al di sotto del livello di falda
    $\tan\theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) \times k_h / (1 \pm k_v)$

Per quanto concerne il punto di applicazione della spinta, si impone di applicare l'aliquota statica della spinta ad 1/3 dell'altezza H e di posizionare, invece, a 1/2 dell'altezza H il solo incremento dinamico dovuto al sisma.

Per le pareti non costruite addossate alle paratie di micropali, tipicamente le pareti dei torrini, per le quali in base alle considerazioni riportate nel precedente cap. 8.4 risulta agente la spinta a riposo, la forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d, è valutata in riferimento al p.to E9 dell'Appendice E della UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8):

$$\Delta P = \alpha \times S \times \gamma \times H^2$$

dove

- H è l'altezza del terrapieno;
- γ è il peso specifico del terreno;
- S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);
- α a_g / g.

Il punto di applicazione viene assunto a 1/2 dell'altezza H.

8.14.6. Spinta idrodinamica della falda

Data la ridottissima permeabilità che caratterizza i terreni interessati dagli scavi, non si considera alcun effetto idrodinamico legato alla falda idrostatica, ove presente.

9. CRITERI DI VERIFICA

9.1. Descrizione generale

Le verifiche strutturali sono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico degli stati limite applicato come descritto negli Eurocodici e nella vigente normativa italiana (D.M. 14/01/2008).
Sono considerati sia gli *Stati Limite Ultimi*, associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa; sia gli *Stati Limte di Servizio*, corrispondenti a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.
Le verifiche di sicurezza sono condotte con il *Metodo dei coefficienti parziali:* in tutte le *situazioni progettuali* significative, si verifica che gli stati limite non sono superati quando *i valori di progetto* delle *azioni*, delle *proprietà del materiale* e dei *dati geometrici* sono introdotti nei modelli strutturali e di carico impiegati.
La verifica del non superamento delle situazioni limite consente di concludere che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la *vita utile* della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase esecutiva/costruttiva), è inferiore al valore prefissato dalla norma.
Le verifiche effettuate consentono di assicurare che:

- le azioni di progetto non provocano il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali/accidentali come, ad esempio, in presenza di un evento sismico);
- gli effetti delle azioni di progetto non superano la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto non superano i criteri di funzionalità per lo stato limite di servizio.

9.2. Combinazioni delle azioni (par.2.5.3 D.M. 14/01/2008)

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_{P}P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"Q_{k,1}"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

9.3. Stati limite ultimi (par.2.6.1 D.M. 14/01/2008)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle tabelle riportate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale Approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

TAB. 9.1: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI (TAB. 2.6.I DEL D.M. 14/01/2008)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

TAB. 9.2: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB. 6.2.II D.M. 14/01/2008)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

TAB. 9.3: COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (TAB. 6.4.I DEL D.M. 14/01/2008)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

9.4. Coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in C.A.

I coefficienti di sicurezza parziali per le sezioni in cemento armato sono:

$\gamma_{cls} = 1.50$ coefficiente relativo al calcestruzzo

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

9.5. Coefficienti di sicurezza parziali per gli acciai e modalità di verifica

I coefficienti di sicurezza parziali sono:

$\gamma_{M0} = 1.05$ sezioni di classe 1-2-3-4

$\gamma_{M1} = 1.05$ fenomeni di instabilità

$\gamma_{M2} = 1.2$ resistenza sezioni nette

Le verifiche di resistenza vengono condotte secondo quanto stabilito nell'EC3 e secondo i criteri nel seguito riportati:

Azioni resistenti:

$$N_{Rd} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad M_{Rd} = W \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad V_{Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

9.6. Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono:

- danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali);
- eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore /luce di calcolo);
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali.

10. MODALITÀ DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

10.1. Resistenza a sforzo normale e flessione (SLU)

Con riferimento alla sezione illustrata nella figura seguente, la verifica di resistenza si esegue, secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.2 delle NTC2008, controllando che:

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = M_{Rd}\,(N_{Ed})$

dove

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione;

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione.

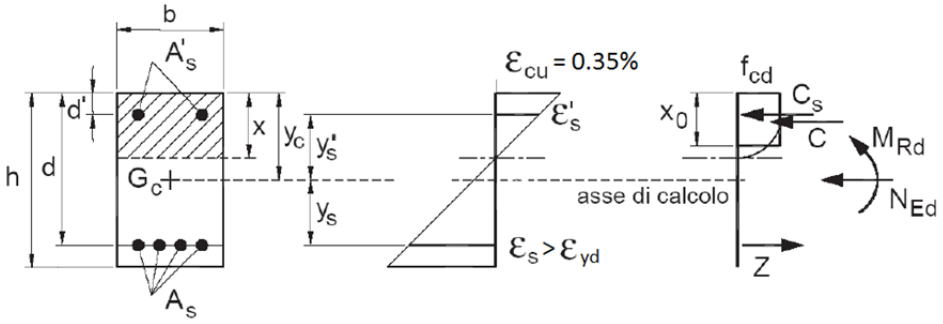


Fig. 10.1 - MODELLO PER IL CALCOLO DEL MOMENTO FLETTENTE

10.2. Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (SLU)

Secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC2008, è necessario disporre un'adeguata armatura trasversale resistente a taglio qualora il valore di calcolo della sollecitazione V_{Ed} risulta essere maggiore della resistenza V_{Rd} pari a:

$V_{Rd} = [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \geq (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

con:

$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{min} = 0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$

$\rho_1 = A_s / (b_w \times d) \leq 0.02$	rapporto geometrico di armatura longitudinale
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2\, f_{cd}$	tensione media di compressione nella sezione
d	altezza utile della sezione
b_w	larghezza minima della sezione

La resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \times d \times A_{sw} / s \times f_{yd} \times (ctg\alpha + ctg\theta) \times sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times 0.5 \times f_{cd} \times (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

Deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min [V_{Rsd}; V_{Rcd}]$$

dove si è posto:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale
- s interasse tra due armature trasversali consecutive
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
- α_c coefficiente funzione di un eventuale stato tensionale di compressione della membratura ($\alpha_c = 1$, in favore di sicurezza)
- θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo ($1 \leq ctg\theta \leq 2.5$)

10.3. Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE)

La verifica allo stato limite di fessurazione è effettuata garantendo che in ogni sezione, sotto le condizioni di carico di servizio, l'ampiezza caratteristica delle fessure (w_k) sia minore del valore stabilito dalla norma.

L'ampiezza caratteristica w_k delle lesioni si valuta attraverso l'espressione:

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove

$s_{r,max}$ è il massimo interasse tra le lesioni:

$$s_{r,max} = 3.40 \times c + k_1 \times k_2 \times 0.425 \times \Ø / \rho_{p,eff}$$

con:

- k_1 coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di aderenza delle barre (pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata)
- k_2 coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni (pari a 1 per trazione pura e 0.5 per flessione)
- Ø, c diametro e ricoprimento dell'armatura
- $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$ rapporto d'armatura efficace
- $A_{c,eff} = b \times \min[2.5(c+\Ø/2);(h-x)/3;h/2]$ area di trazione efficace
- ε_{sm} è il valore medio della deformazione dell'acciaio sotto la combinazione considerata, includente l'effetto delle deformazioni impresse e del contributo irrigidente del calcestruzzo.

ε_{cm} è la deformazione media del calcestruzzo tra le lesioni.

La differenza $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ può valutarsi mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata;

k_t è un coefficiente che tiene conto della durata del carico (pari a 0.6 per carico di breve durata e 0.4 per carico di lunga durata).

Il fenomeno delle fessurazione si instaura qualora nelle armature tese sia presente un livello tensionale pari a quello agente all'atto della fessurazione:

$$\sigma_{s,cr} = k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}\right)$$

11. POZZO P1 – MANUFATTO PROVVISORIO

11.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

L'analisi ha per oggetto il dimensionamento strutturale del manufatto in C.A realizzato all'interno del Pozzo P1 per consentire la fase di spinta del *microtunneling*.
In tale fase, la struttura risulta composta dal solettone di fondo e dalle pareti esterne (muri reggispinta, miri di invito per il *microtunneling* e muri di collegamento).
Il modello di calcolo copre pertanto solo questi elementi strutturali e vengono analizzate unicamente le condizioni di carico caratteristiche della fase di spinta del *microtunneling*.
Per questo motivo, dato che la durata prevista in progetto per tale fase risulta inferiore a 2 anni, in conformità a quanto indicato al cap. 2.4.1 del D.M. 14/01/2008 la verifica in presenza di sisma degli elementi strutturali in oggetto viene qui omessa: gli stessi elementi, come facenti parte dell'opera definitiva, verranno invece verificati anche in presenza di sisma nell'analisi dell'opera definitiva di cui al successivo cap. 12.

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 18 prodotto da *Computer & Structures Inc*.
Il modello di calcolo (vedere figura seguente) è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.
Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 100 cm;
- Pareti esterne reggispinta: spessore 100 cm;
- Pareti esterne di invito: spessore 70 cm;
- Pareti esterne di collegamento: spessore 50 cm;

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno (strato II) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (40000 kN/m^3).

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra le pareti ed il retrostante terreno (strato I) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (20000 kN/m^3).

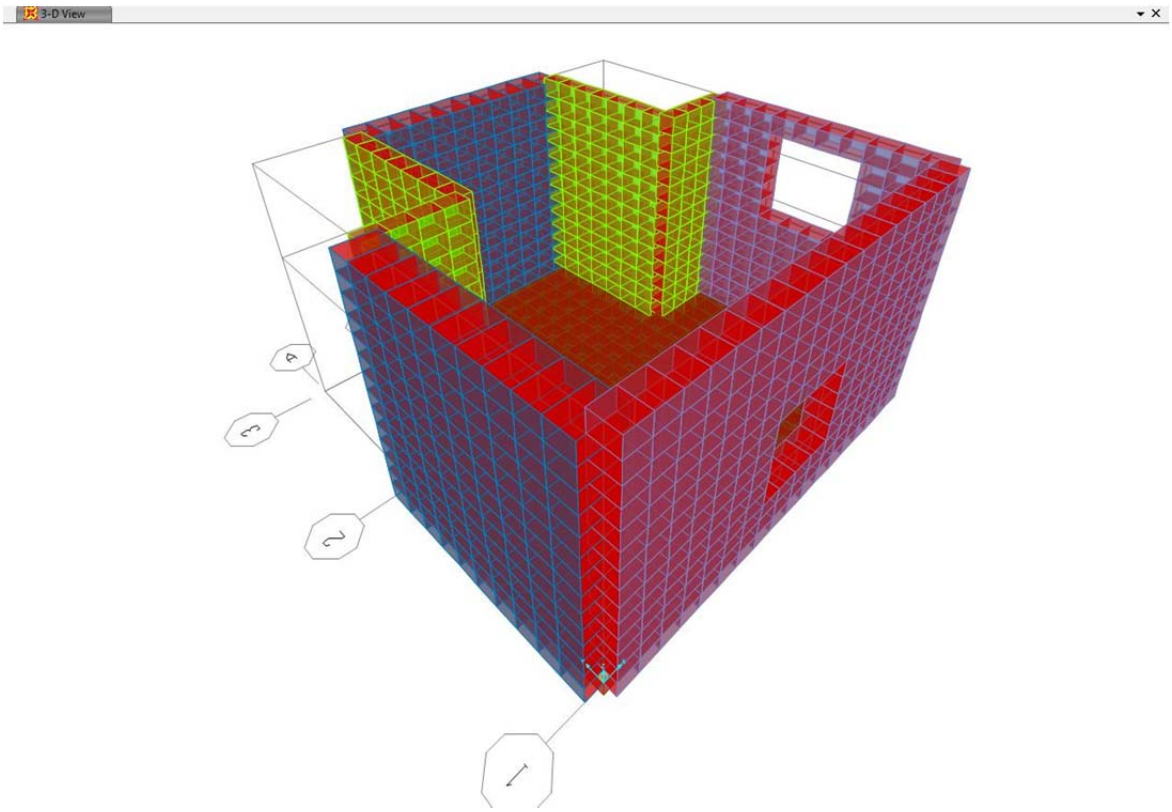


FIG. 11.1 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO

11.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio**

   Peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3.

2. **Spinta del terreno**

   Nella fase in oggetto la spinta del terreno viene sostenuta dalle paratie di micropali. Tale azione, peraltro opposta all'azione dimensionante (spinta della fresa) non viene pertanto considerata.

3. **Spinta idrostatica della falda**

   La falda idrostatica interessa gli ultimi 2.7 m della struttura ed è stata quindi applicata con una pressione variabile linearmente da 0 a $P_{W,1}$ = 27 kN/m^2 sulle pareti esterne e con una sottospinta uniforme di intensità $P_{W,1}$ = 27 kN/m^2 agente sulla soletta inferiore.

4. **Allestimento per spinta (Ramo MT1) – Massetto**

   Peso del massetto in calcestruzzo magro, valutato in ragione di un peso specifico di 25 kN/m^3 ed uno spessore medio di 2.40 m, applicato sull'effettiva impronta planimetrica.

5. **Allestimento per spinta (Ramo MT1) – Peso Fresa**

   Peso della fresa (900 kN) applicato su un'impronta di dimensioni pari a circa 2.60 m × 4.60 m.

6. **Allestimento per spinta (Ramo MT1) – Spinta Fresa**

   Spinta esercitata dalla fresa (14000 kN) applicata al muro reggispinta su un'impronta di dimensioni pari a circa 2.60 m × 3.00 m.

7. **Allestimento per spinta (Ramo MT2) – Massetto**

   Peso del massetto in calcestruzzo magro, valutato in ragione di un peso specifico di 25 kN/m^3 ed uno spessore medio di 0.30 m, applicato sull'effettiva impronta planimetrica.

8. **Allestimento per spinta (Ramo MT2) – Peso Fresa**

   Peso della fresa (900 kN) applicato su un'impronta di dimensioni pari a circa 2.60 m × 4.60 m.

9. **Allestimento per spinta (Ramo MT2) – Spinta Fresa**

   Spinta esercitata dalla fresa (14000 kN) applicata al muro reggispinta su un'impronta di dimensioni pari a circa 2.60 m × 3.00 m.

11.3. Combinazione dei carichi elementari

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.
Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.
Trattandosi dell'analisi di una fase provvisoria di vita della struttura atta sostanzialmente a verificare le membrature in presenza dell'azione della fresa per il *microtunneling*, si limitano le verifiche al solo Stato Limite Ultimo (S.L.U.).
L'azione di spinta della fresa potrebbe essere considerata come azione di tipo eccezionale (coefficiente $\gamma_Q = 1.00$) ma, in favore di sicurezza, essa viene considerata come azione accidentale (coefficiente $\gamma_Q = 1.50$) onde tener conto di possibili variazioni della sua intensità rispetto al valore nominale a seguito di imprevisti che dovessero verificarsi durante le operazioni di spinta.
Nel seguito si riportano in forma tabellare le combinazioni di carico considerate.

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLU_1	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_2	Linear Add	No	DEAD	1
SLU_3	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_3			FALDA	1.3
SLU_4	Linear Add	No	DEAD	1
SLU_4			FALDA	1
SLU_5	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_5			FALDA	1.3
SLU_5			ALL1_MASSETTO	1.3
SLU_5			ALL1_SPINTA	1.5
SLU_5			ALL1_TRIVELLA	1.5
SLU_6	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_6			ALL1_MASSETTO	1.3
SLU_6			ALL1_SPINTA	1.5
SLU_6			ALL1_TRIVELLA	1.5
SLU_7	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_7			FALDA	1.3
SLU_7			ALL2_MASSETTO	1.3
SLU_7			ALL2_SPINTA	1.5
SLU_7			ALL2_TRIVELLA	1.5
SLU_8	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_8			ALL2_MASSETTO	1.3
SLU_8			ALL2_SPINTA	1.5
SLU_8			ALL2_TRIVELLA	1.5
SLU_ENV	Envelope	No	SLU_1	1
SLU_ENV			SLU_2	1
SLU_ENV			SLU_3	1
SLU_ENV			SLU_4	1
SLU_ENV			SLU_5	1
SLU_ENV			SLU_6	1
SLU_ENV			SLU_7	1
SLU_ENV			SLU_8	1

11.4. Sollecitazioni

Nel seguito si riportano, per ogni elemento, le massime sollecitazioni positive e negative.

11.4.1. Soletta di fondazione

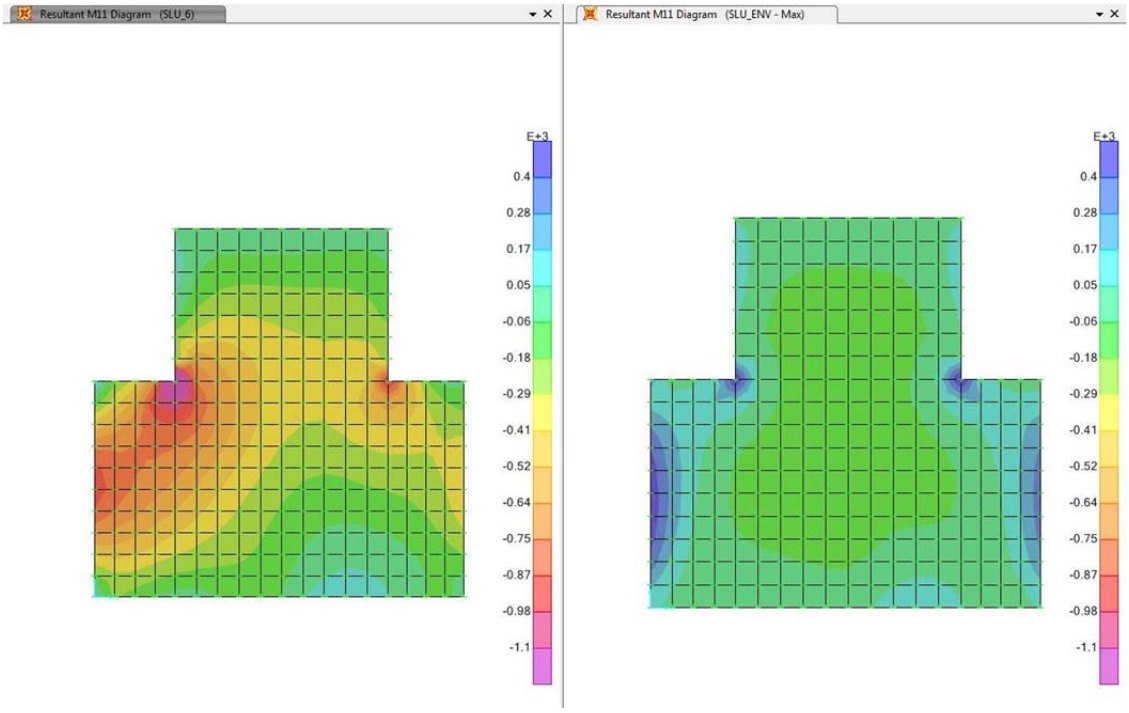


FIG. 11.2 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M11 (S.L.U)

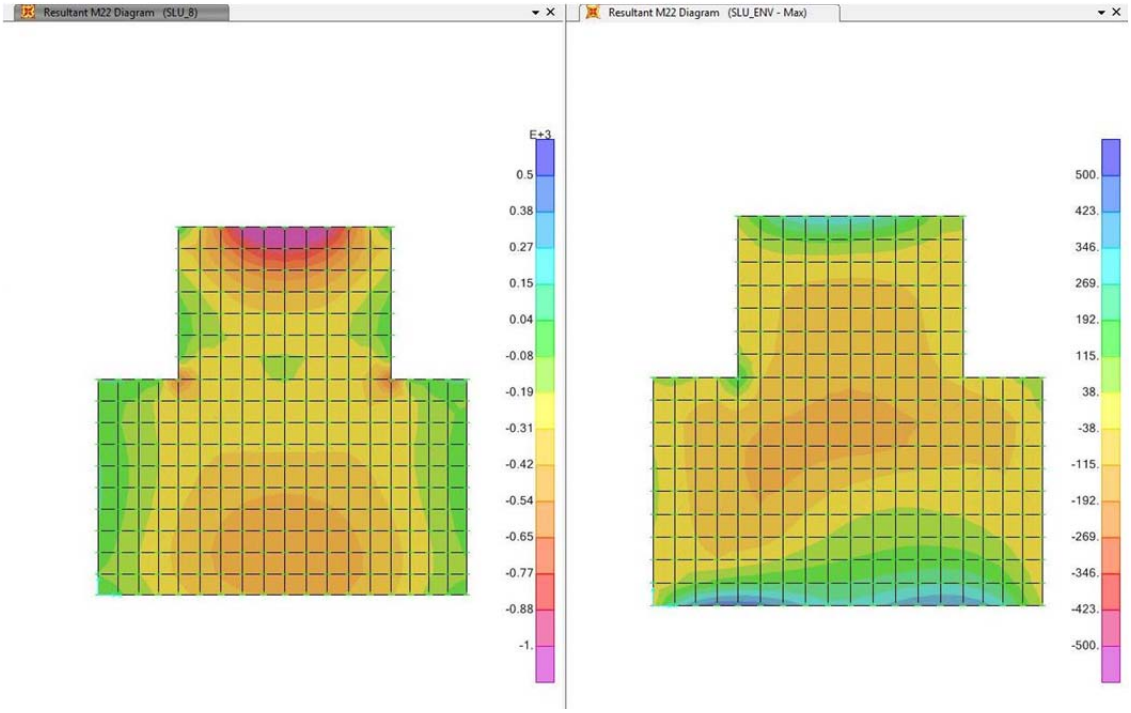


FIG. 11.3 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M22 (S.L.U)

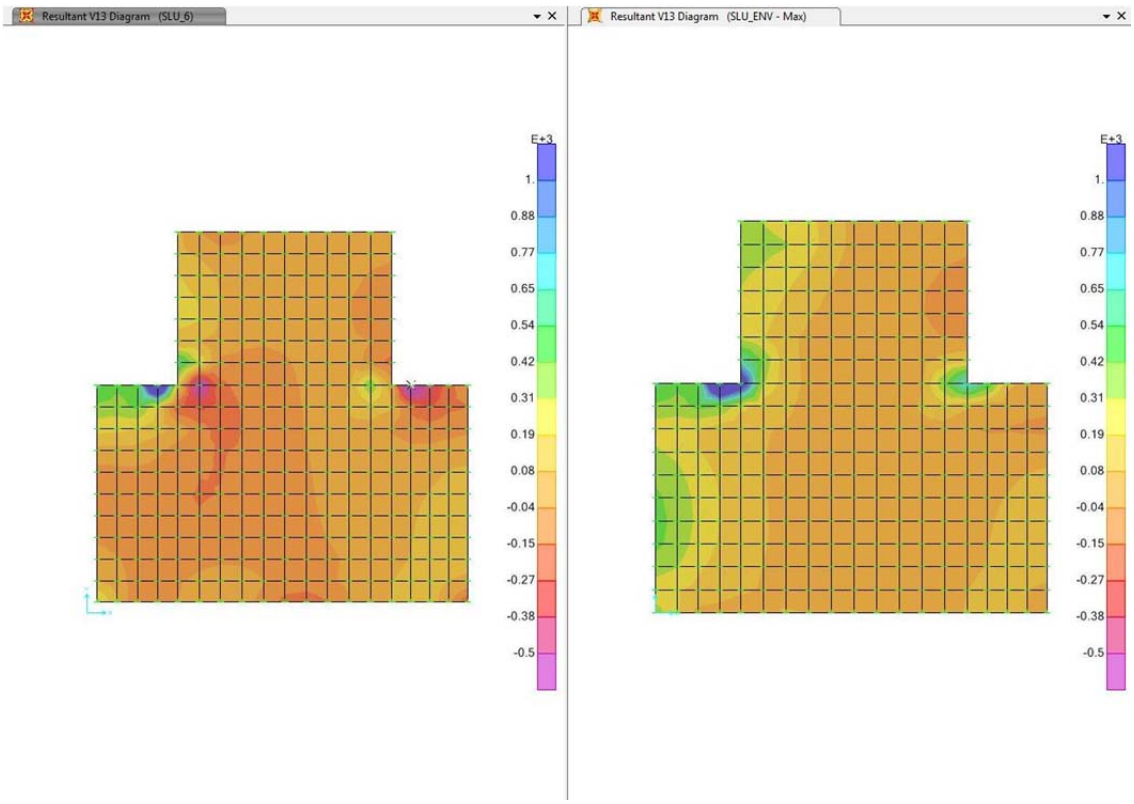


FIG. 11.4 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V13 (S.L.U)

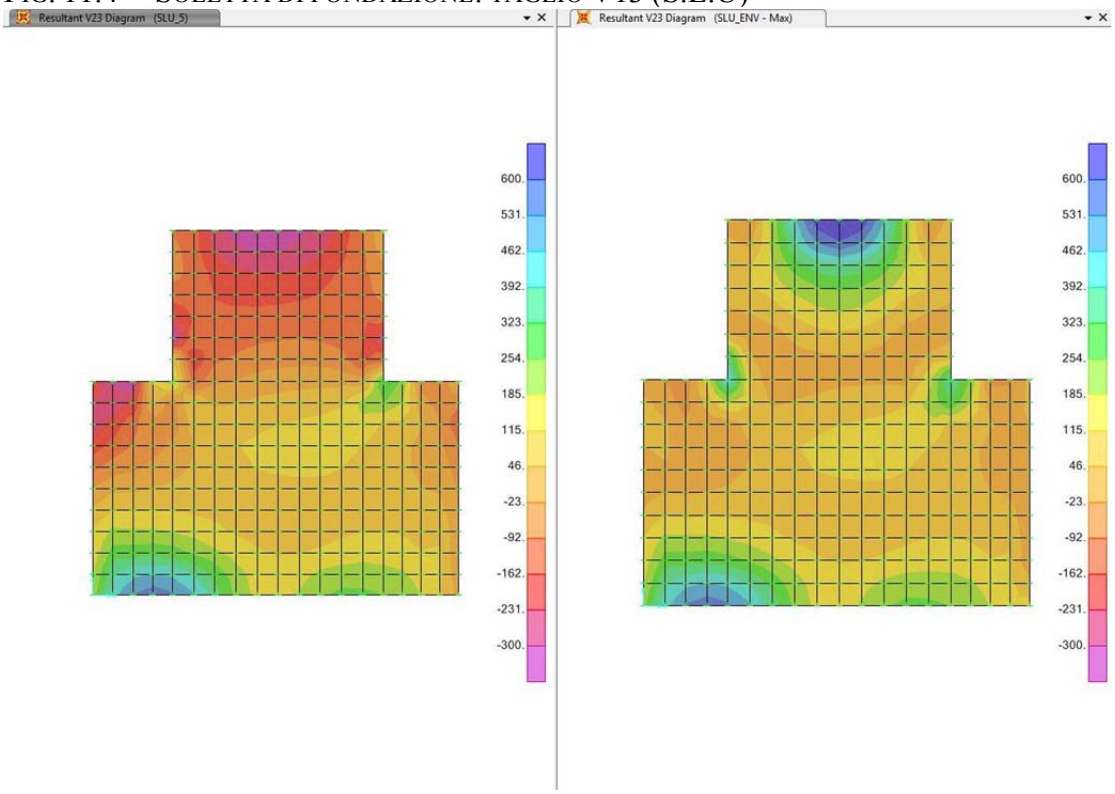


FIG. 11.5 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V23 (S.L.U)

11.4.2. Pareti Reggispinta (Sp. 100 cm)

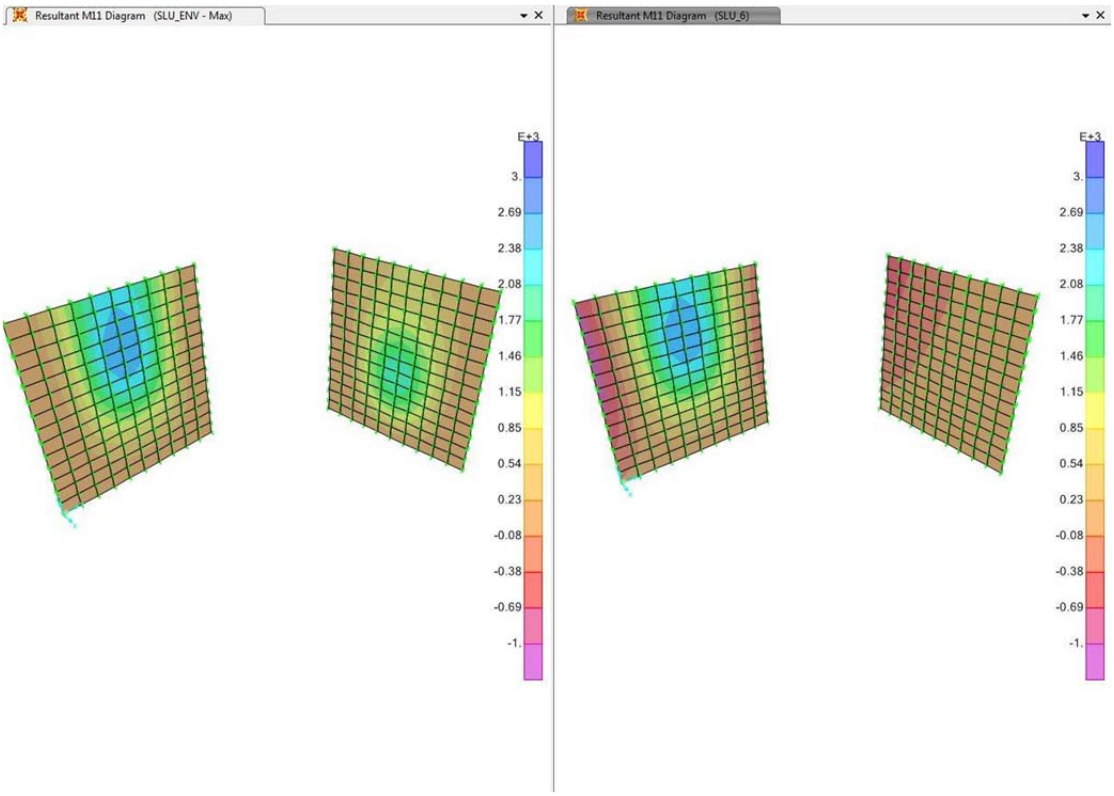


FIG. 11.6 - PARETI REGGISPINTA: MOMENTO M11 (S.L.U)

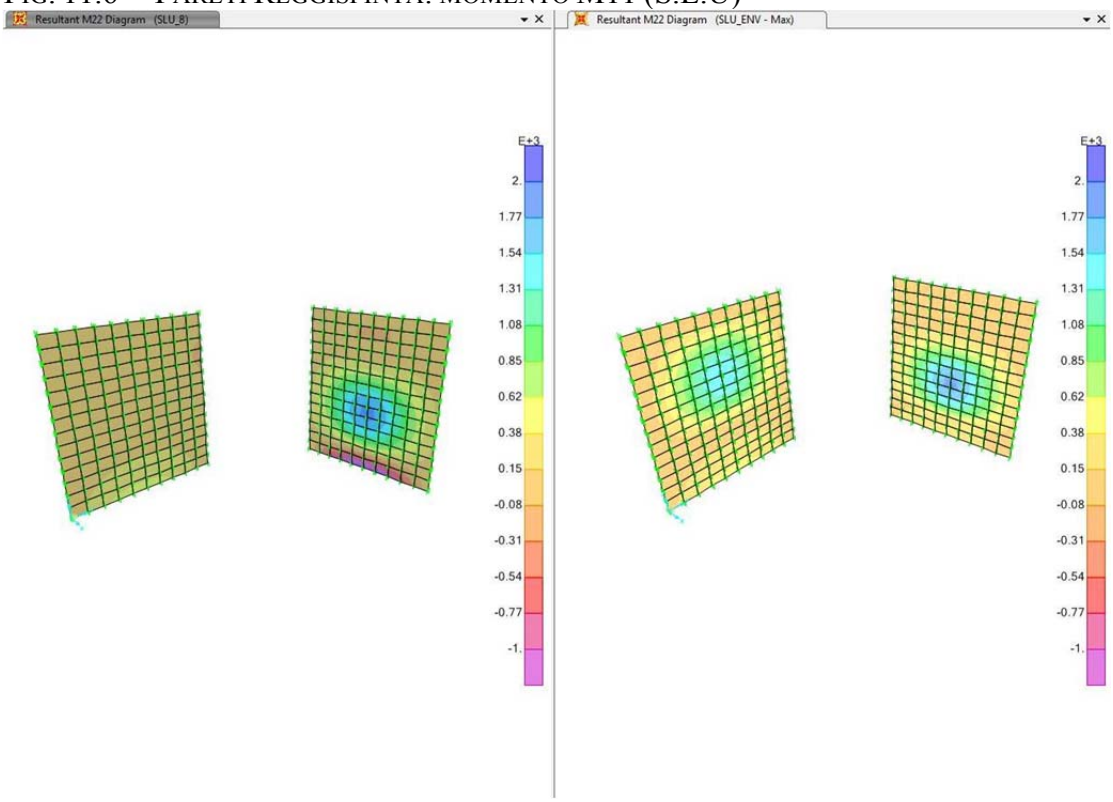


FIG. 11.7 - PARETI REGGISPINTA: MOMENTO M22 (S.L.U)

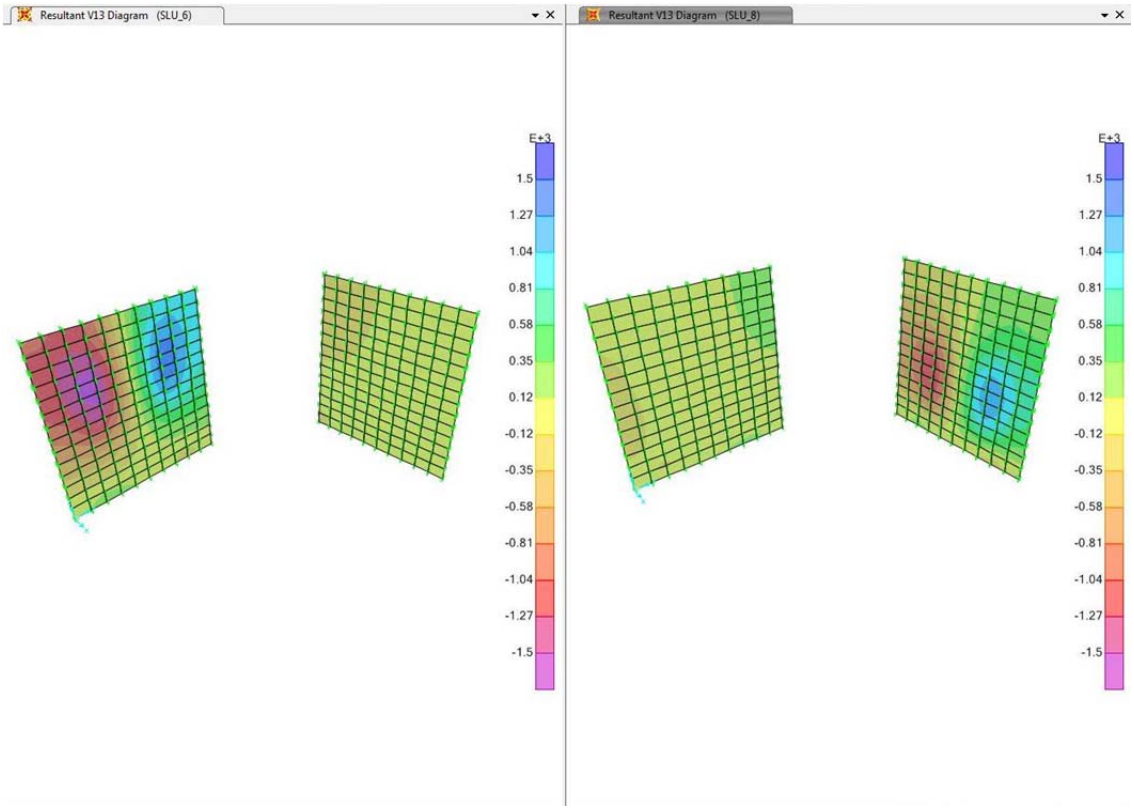


FIG. 11.8 - PARETI REGGISPINTA: TAGLIO V13 (S.L.U)

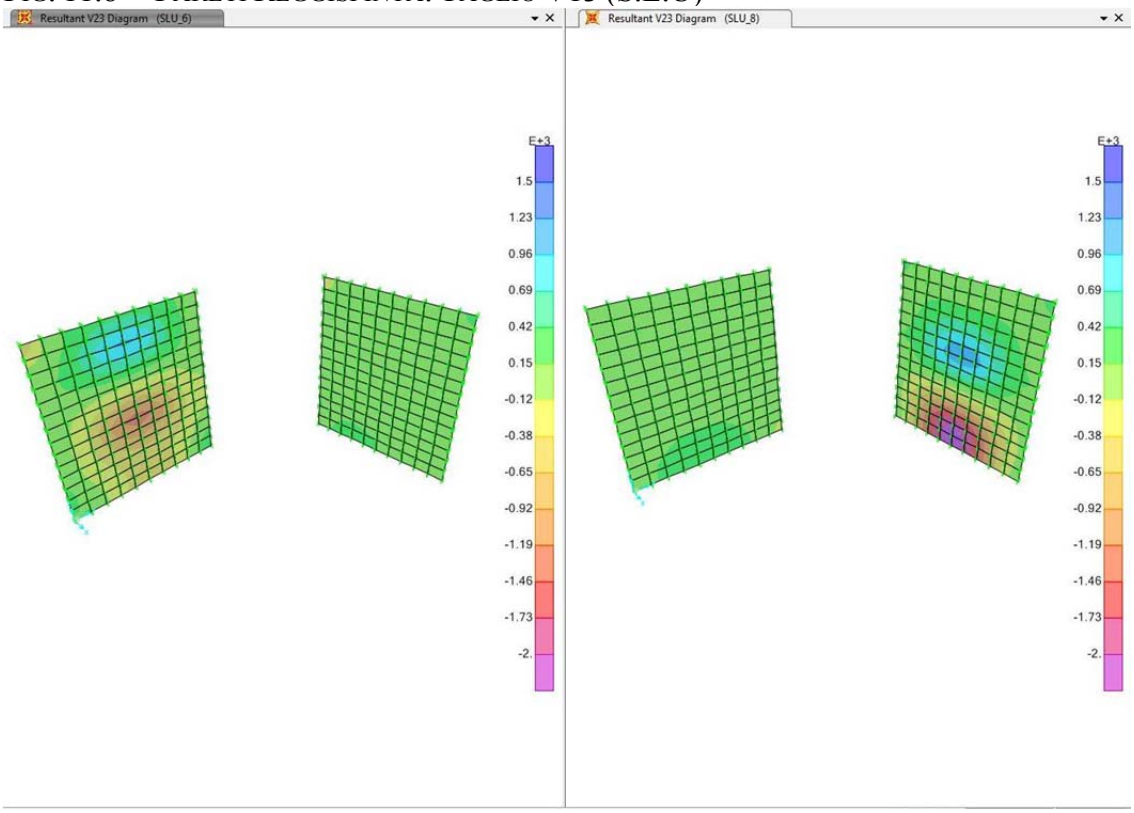


FIG. 11.9 - PARETI REGGISPINTA: TAGLIO V23 (S.L.U)

11.4.3. Pareti di Invito (Sp. 70 cm)

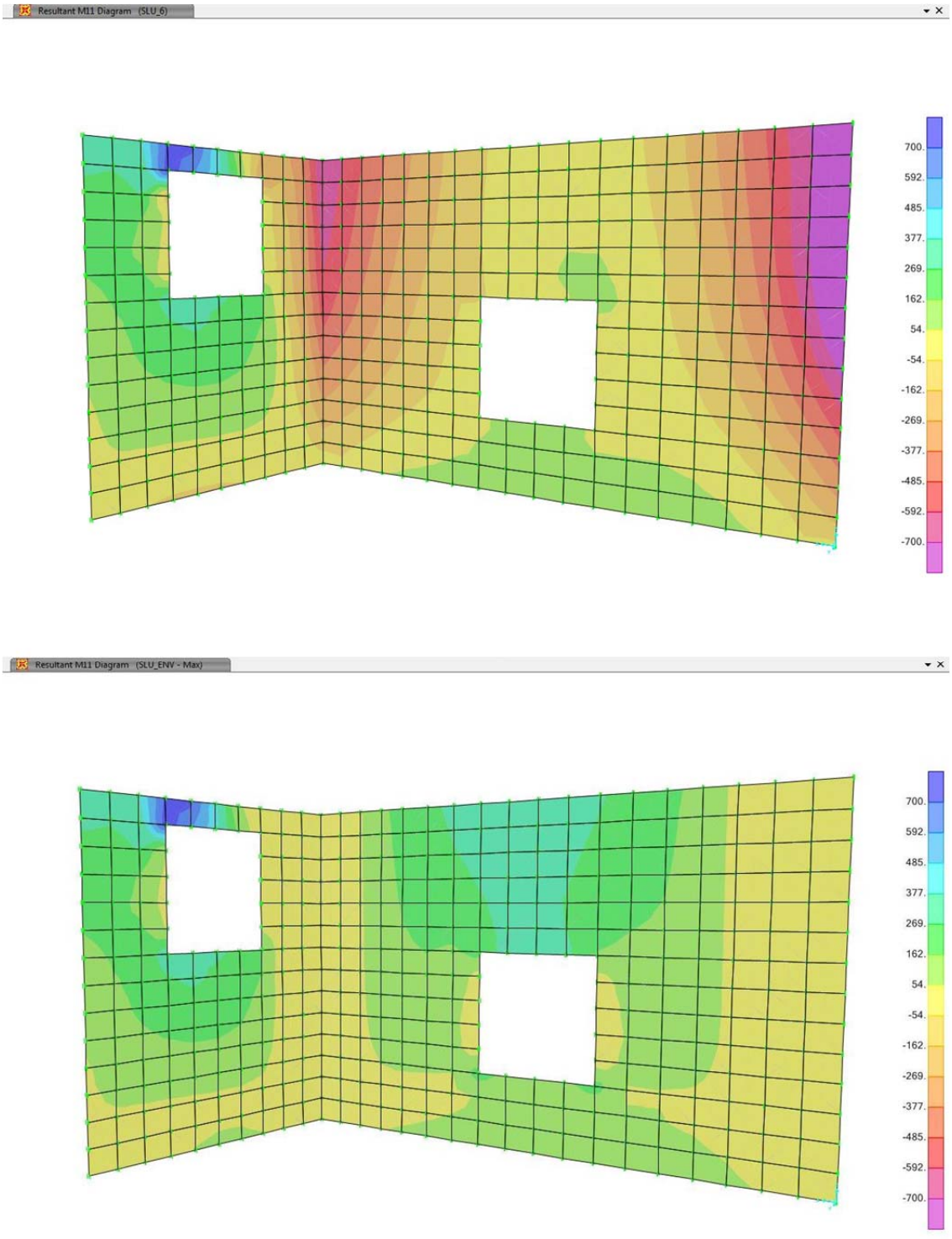


FIG. 11.10 - PARETI DI INVITO: MOMENTO M11 (S.L.U)

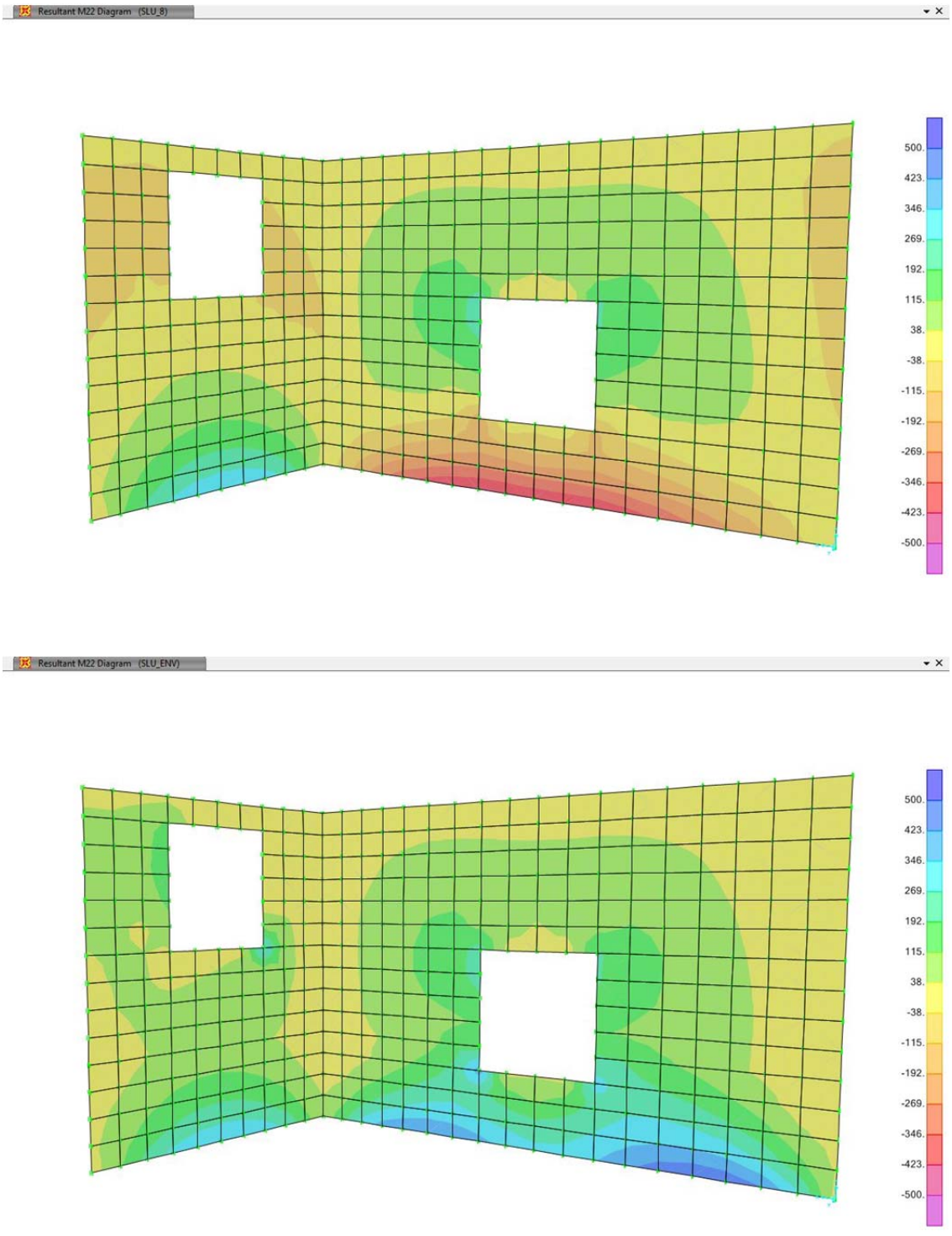


FIG. 11.11 - PARETI DI INVITO: MOMENTO M22 (S.L.U)

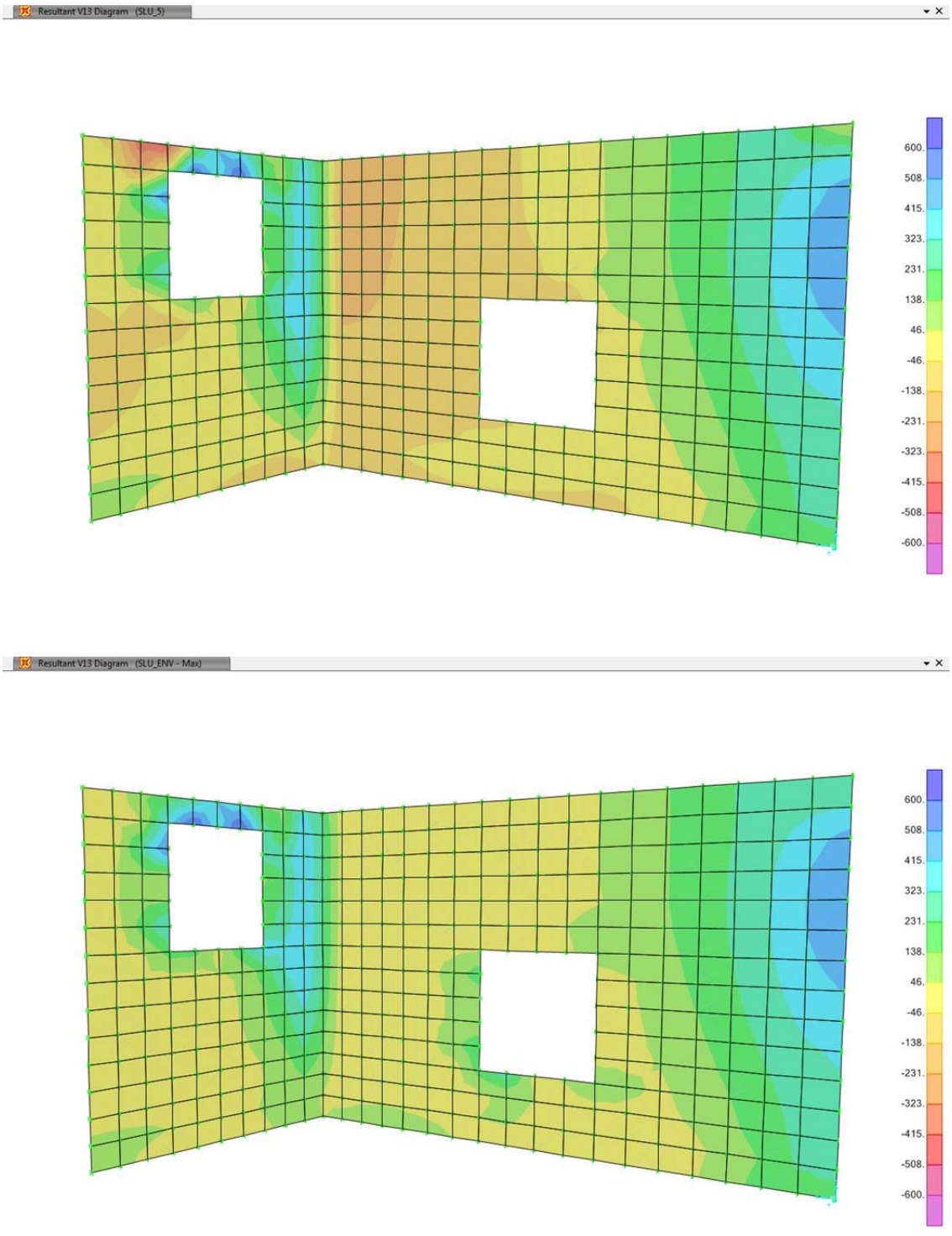


FIG. 11.12 - PARETI DI INVITO: TAGLIO V13 (S.L.U)

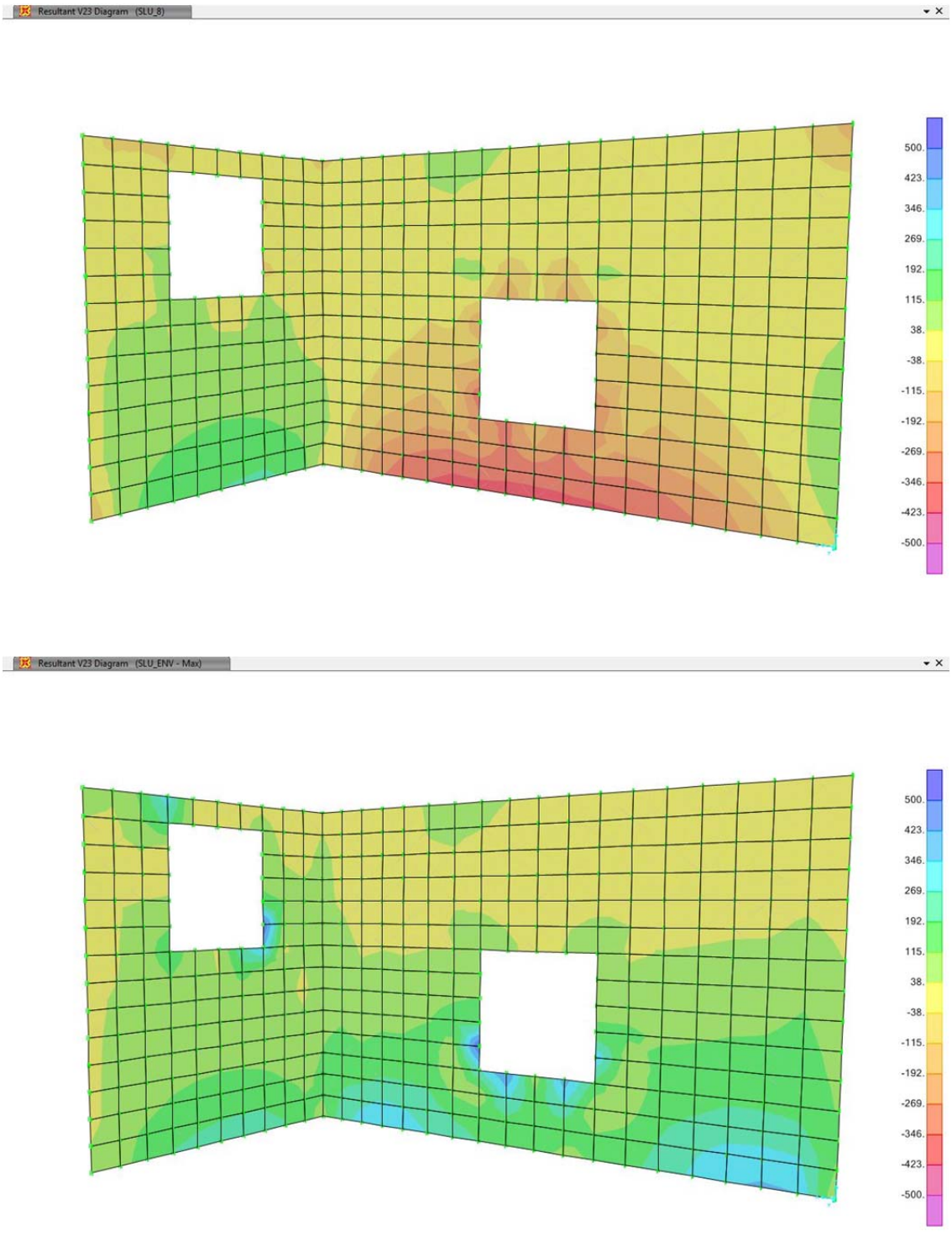


FIG. 11.13 - PARETI DI INVITO: TAGLIO V23 (S.L.U)

11.4.4. Pareti di Collegamento (Sp. 50 cm)

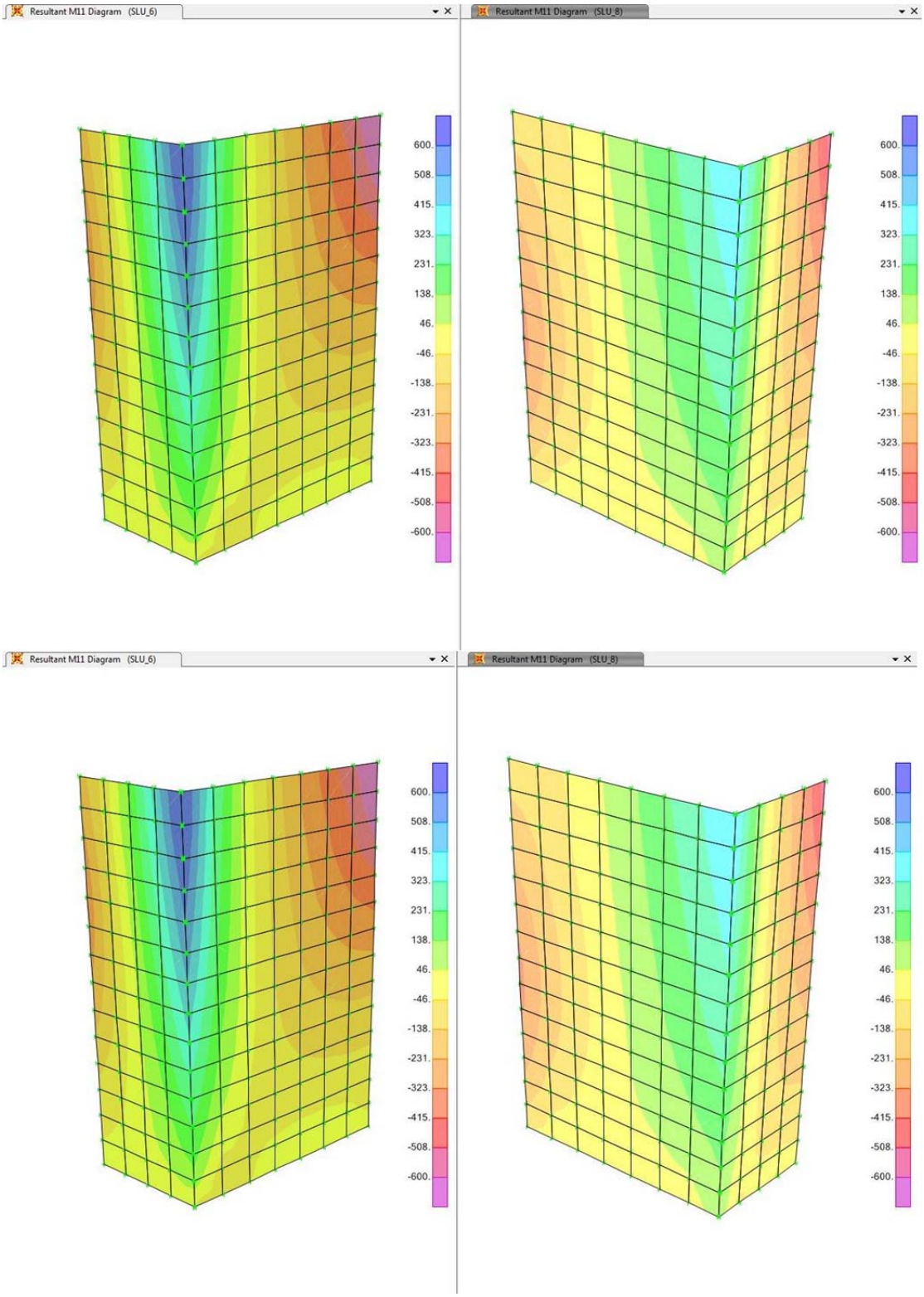


FIG. 11.14 - PARETI DI COLLEGAMENTO: MOMENTO M11 (S.L.U)

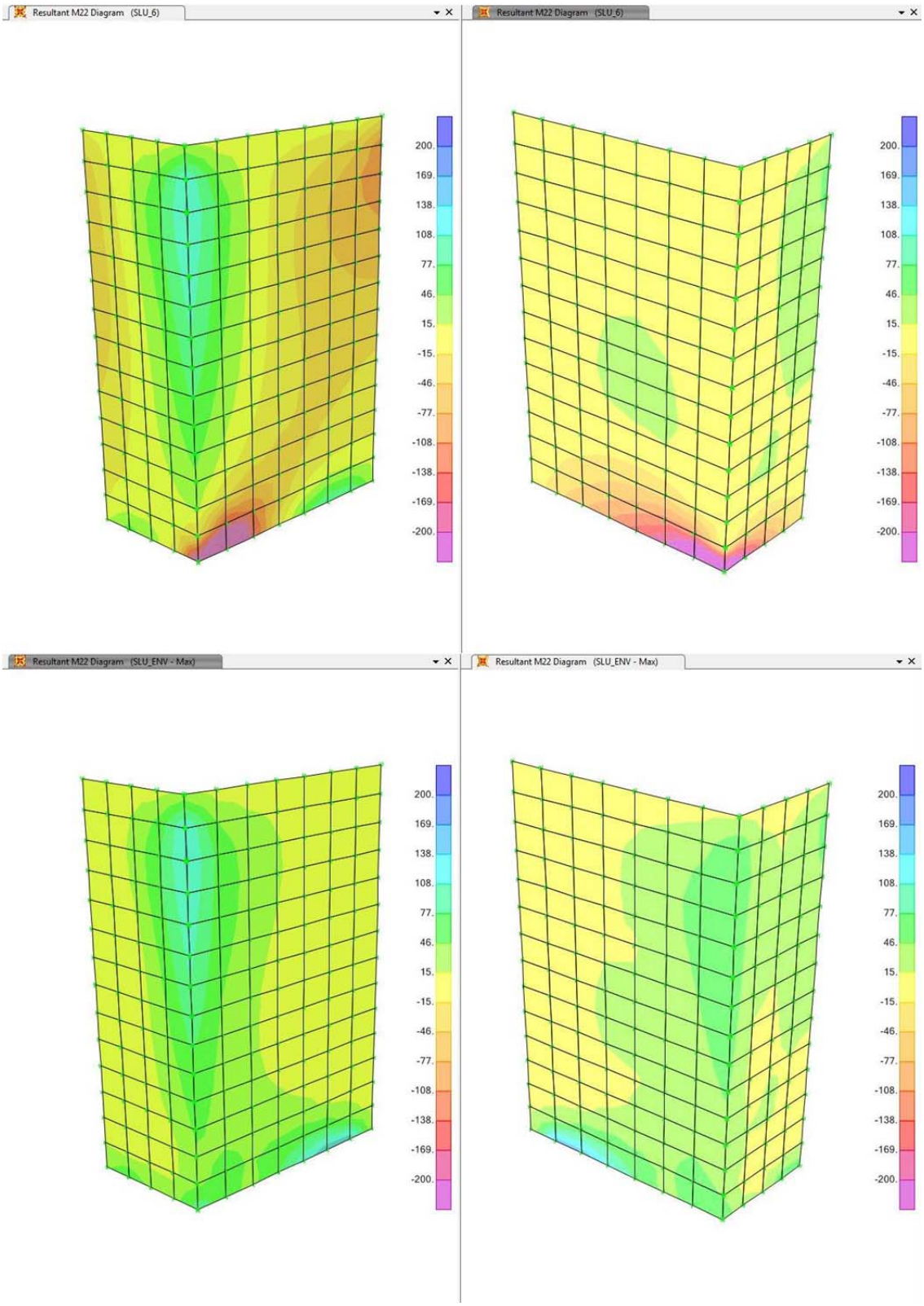


FIG. 11.15 - PARETI DI COLLEGAMENTO: MOMENTO M22 (S.L.U)

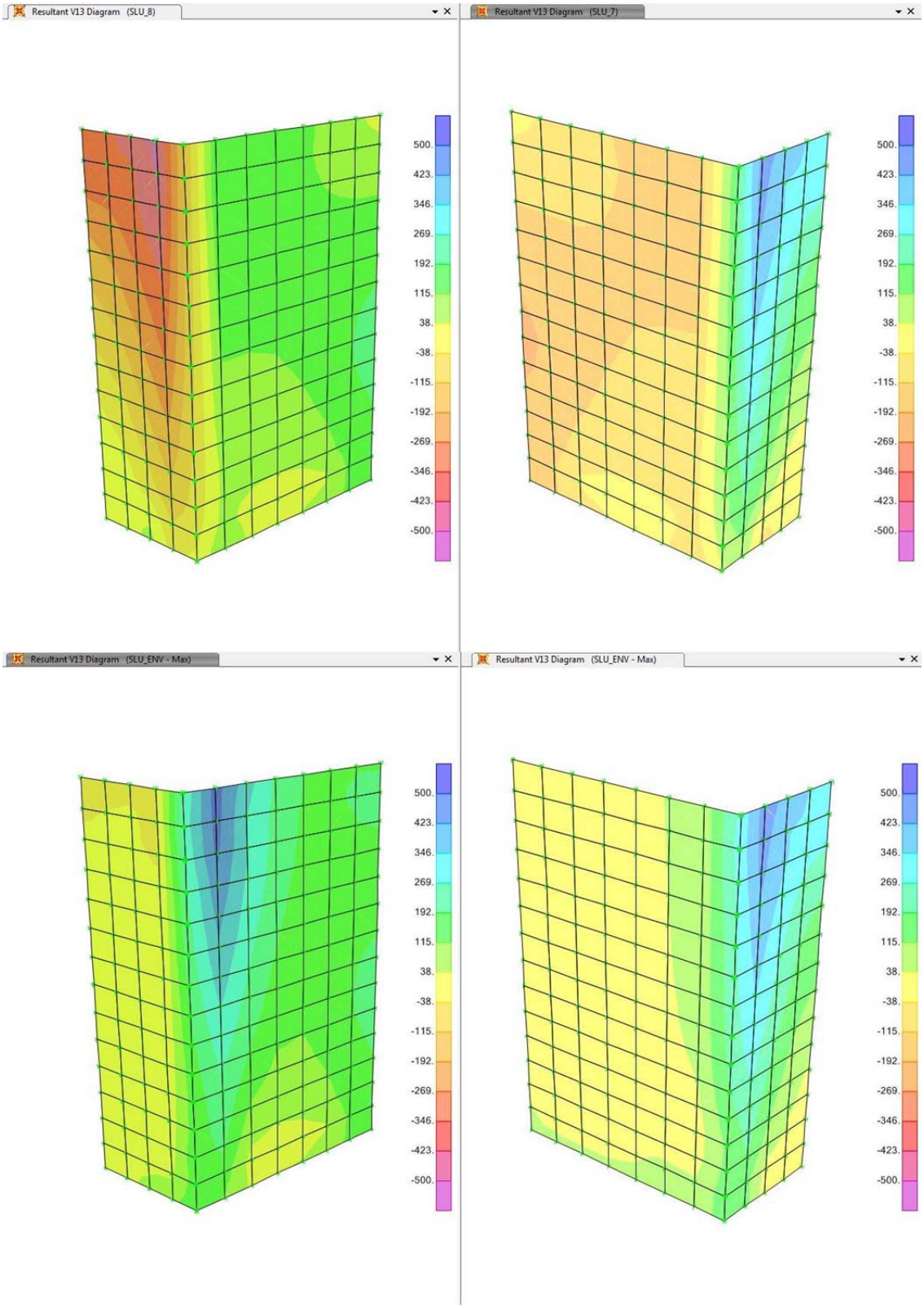


FIG. 11.16 - PARETI DI COLLEGAMENTO: TAGLIO V13 (S.L.U)

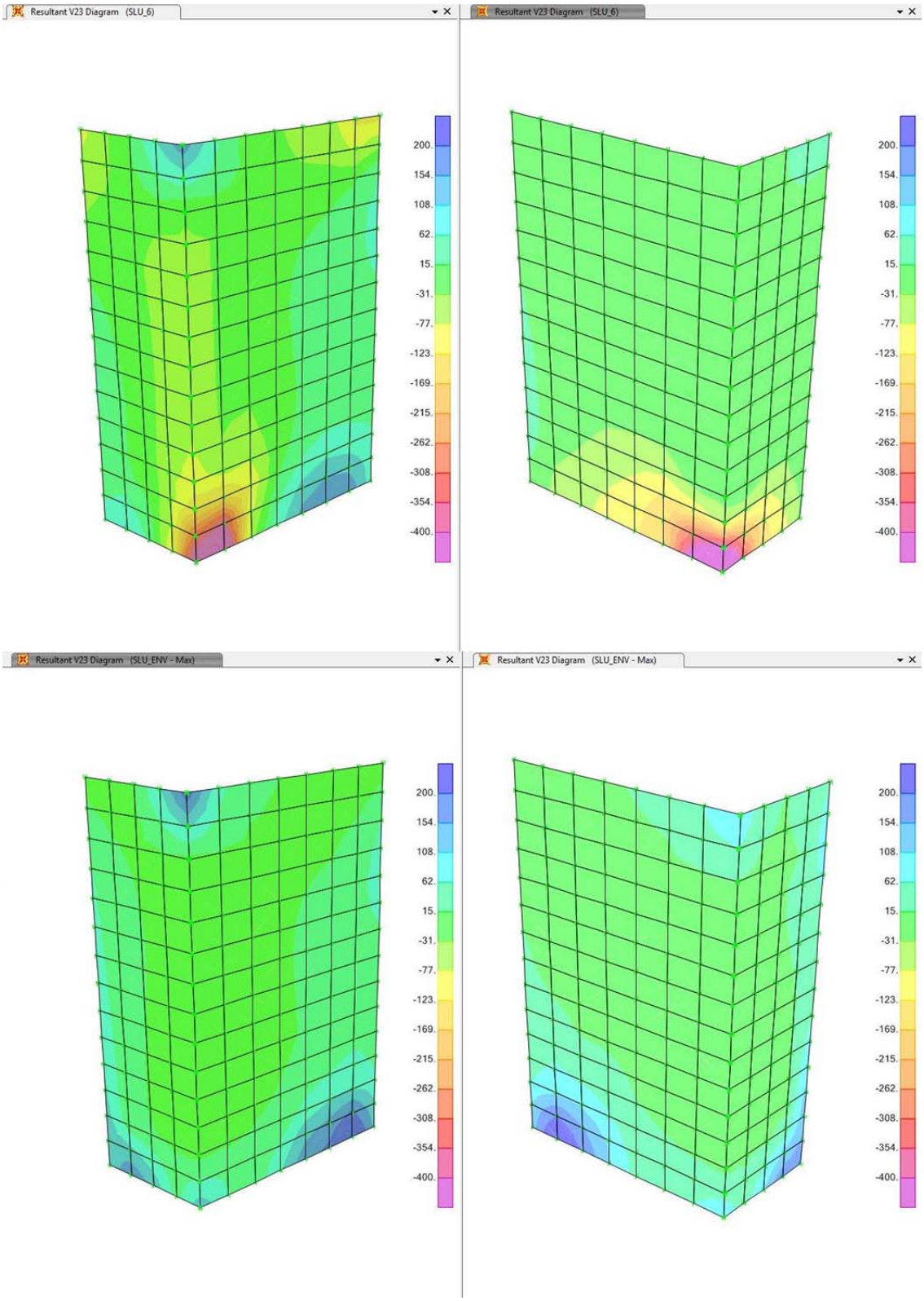


FIG. 11.17 - PARETI DI COLLEGAMENTO: TAGLIO V23 (S.L.U)

11.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali degli elementi del Pozzo P1 in presenza delle massime sollecitazioni che si verificano durante la fase di allestimento provvisorio per la spinta del *micro-tunneling* vengono presentate, per semplicità di lettura, congiuntamente alle verifiche cui gli stessi elementi (soletta inferiori e pareti perimetrali esterne) vengono sottoposti per la fase di esercizio. Per il dettaglio si rimanda pertanto al successivo cap. 12.5.

12. POZZO P1 - MANUFATTO DEFINITIVO

12.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 18 prodotto da *Computer & Structures Inc*.
Il modello di calcolo (vedere figure seguenti) è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.

Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 100 cm;
- Pareti esterne reggispinta: spessore 100 cm;
- Pareti esterne di invito: spessore 70 cm;
- Pareti esterne di collegamento: spessore 50 cm;
- Contropareti interne: spessore 30 cm;
- Parete interna: spessore 50 cm;
- Soletta di copertura: spessore 70 cm;
- Pareti torrino: spessore 30 cm.

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno (strato II) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (40000 kN/m^3).

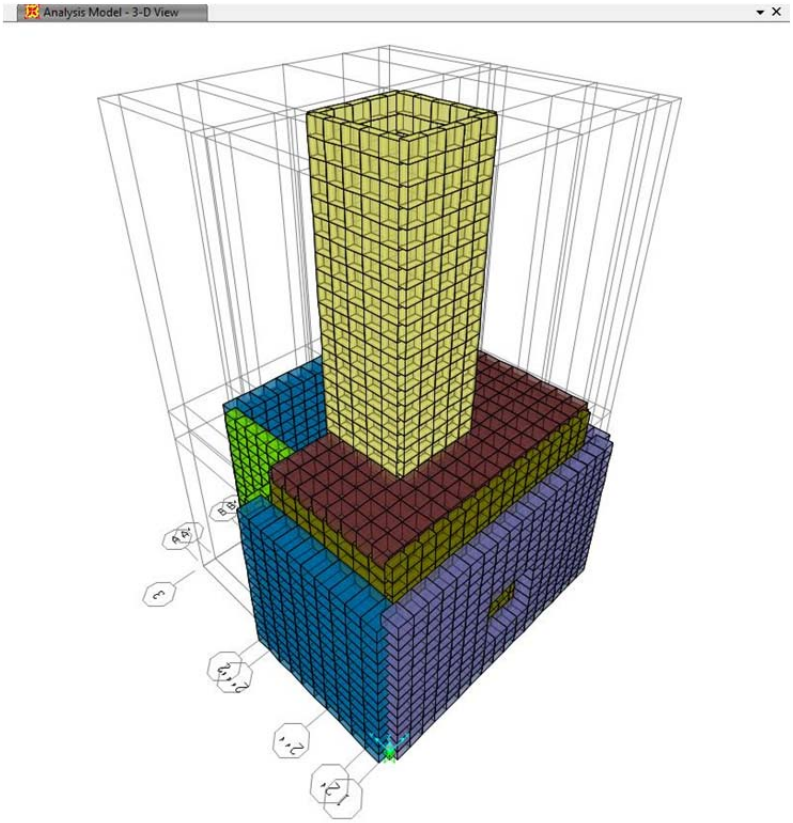


FIG. 12.1 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO (COMPLETO)

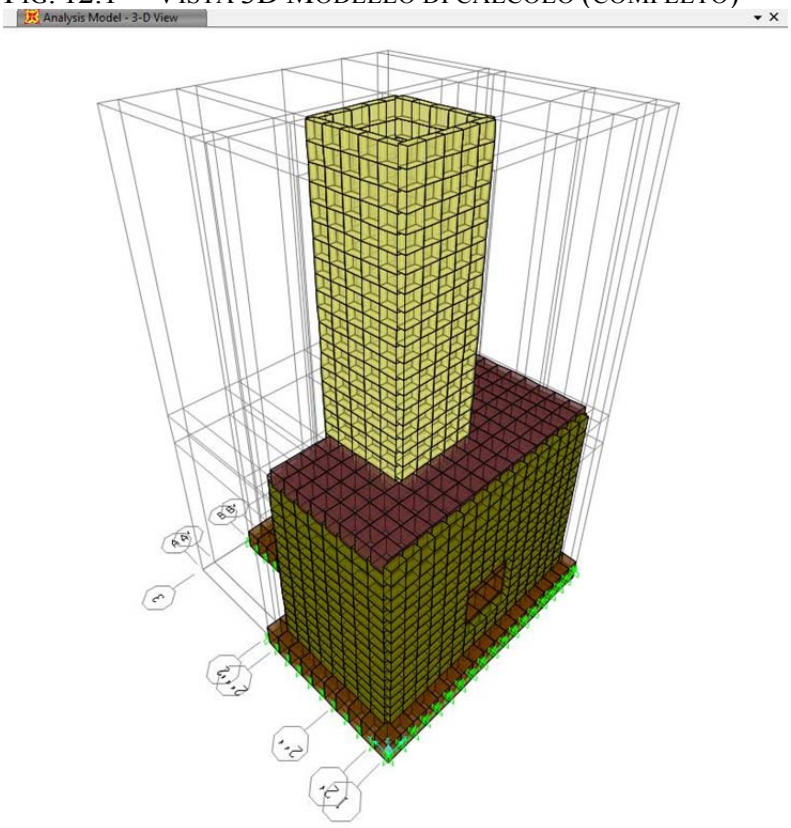


FIG. 12.2 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO (SOLO ELEMENTI STRUTTURA INTERNA)

12.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio**

   Peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3.

2. **Carico permanente (ricoprimento)**

   Peso del rinterro in misto stabilizzato valutato in ragione di un peso specifico di 19 kN/m^3 ed uno spessore di rinterro di 18.5 m per la parte di soletta di fondo interessata e di 10.4 m per la soletta di copertura.

3. **Spinta del terreno**

   - Sulle pareti esterne: pressione variabile linearmente da P_1 = 66 kN/m^2 (estradosso pareti esterne), a P_2 = 92 kN/m^2 (quota di falda), a P_3 = 98 kN/m^2 (asse soletta inferiore).
   - Sulle contropareti interne: solo il tratto di parete che si trova a quota superiore all'estradosso delle pareti esterne è interessato dalla spinta del terreno di riempimento, calcolata cautelativamente considerando il coefficiente di spinta a riposo e quindi applicata come pressione variabile linearmente da P_0 = 104 kN/m^2 (asse soletta superiore) a P_1 = 116 kN/m^2 (estradosso pareti esterne).
   - Sulla parete interna: la pressione, calcolata cautelativamente considerando il coefficiente di spinta a riposo, viene applicata come pressione variabile linearmente da P_0 = 104 kN/m^2 (asse soletta superiore) a P_1 = 182 kN/m^2 (asse soletta inferiore).
   - Sulle pareti del torrino: pressione variabile linearmente da 0 a P_0 = 104 kN/m^2 (asse soletta superiore).

4. **Spinta idrostatica della falda**

   La falda idrostatica interessa gli ultimi 2.7 m della struttura ed è stata quindi applicata con una pressione variabile linearmente da 0 a $P_{W,1}$ = 27 kN/m^2 sulle pareti esterne e con una sottospinta uniforme di intensità $P_{W,1}$ = 27 kN/m^2 agente sulla soletta inferiore. Per tenere in considerazione la possibilità che la falda filtri attraverso l'intercapedine presente tra le pareti perimetrali ed il microtunneling, si è applicata la pressione variabile linearmente da 0 a $P_{W,1}$ = 27 kN/m^2 anche sulle pareti interne.

5. **Sovraccarico variabile in copertura**

   Considerando la diffusione dei carichi da normativa *("Schema di carico 1"* secondo cap. 5.1.3.3.5 del D.M. 14/01/2008) nell'altezza del ricoprimento (10.40 m) si ottiene un sovraccarico uniforme al livello dell'asse della soletta di copertura inferiore a Q_R = 20 kN/m^2, valore che viene quindi assunto nel calcolo come rappresentativo dei sovraccarichi stradali.

Considerando poi cautelativamente la contemporanea presenza del carico da neve (Q_s = 0.80 kN/m^2), in favore di sicurezza e semplicità si assume sulla soletta di copertura un sovraccarico uniformemente distribuito $Q = Q_R + Q_s = 21$kN/m^2.

La porzione di sovraccarico che insiste sulla copertura del torrino viene applicata sotto forma di forze verticali nei nodi degli elementi di estradosso del torrino.

6. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne**

Sulle pareti del torrino e sulle pareti esterne viene applicata in due distinte condizioni di carico, una valida per la spinta in direzione X ed una per la spinta in direzione Y, una pressione uniforme pari alla spinta indotta nel terreno dalla presenza a tergo del sovraccarico variabile sopra definito (Q = 21 kN/m^2).

7. **Sisma su strutture (S.L.V.)**

Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.13 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

Dato che il ricoprimento al di sopra della soletta di copertura risulta confinato lateralmente dalla paratie di micropali e dal retrostante terreno, si considera che l'azione sismica orizzontale agente su di esso si trasmetta alle paratie ed al terreno, nonché alle pareti del torrino (vedere condizione di carico successiva), senza raggiungere la sottostante soletta di copertura.

8. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.V.)**

Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita i coefficienti di spinta sismica per lo strato I risultano 0.361 (sopra falda) e 0.473 (sotto falda).

Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 870 kN/m contro i 585 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 285 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 7 m di altezza delle pareti con un'intensità di 41 kN/m^2.

Sulle pareti del torrino e sulla parete interna sulle quali in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 900 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 47 kN/m^2.

Tali azioni vengono applicate sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

9. **Sisma su strutture (S.L.D.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.057$ applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

   Dato che il ricoprimento al di sopra della soletta di copertura risulta confinato lateralmente dalla paratie di micropali e dal retrostante terreno, si considera che l'azione sismica orizzontale agente su di esso si trasmetta alle paratie ed al terreno, nonché alle pareti del torrino (vedere condizione di carico successiva), senza raggiungere la sottostante soletta di copertura.

10. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.D.)**

    Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Danno i coefficienti di spinta sismica per lo strato I risultano 0.315 (sopra falda) e 0.354 (sotto falda).

    Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 720 kN/m contro i 585 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 135 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 7 m di altezza delle pareti con un'intensità di 20 kN/m^2.

    Sulle pareti del torrino e sulla parete interna sulle quali in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 400 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 21 kN/m^2.

    Tali azioni vengono applicate sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

12.3. Combinazione dei carichi elementari

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.
Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.
Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E. e S.L.D.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché per scelta progettuale in condizioni rare, oltre alla limitazione tensionale, si è verificata anche l'apertura fessura considerando i limiti più stringenti tra quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti le cui corrispondenti verifiche risultano, di conseguenza, automaticamente soddisfatte.
Nel seguito si riportano in forma tabellare le combinazioni di carico considerate.

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLU_01	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_02	Linear Add	No	DEAD	1
SLU_03	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_03			RICOPRIMENTO	1.3
SLU_03			TERRE	1.3
SLU_03			FALDA	1.3
SLU_04	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_04			RICOPRIMENTO	1.3
SLU_04			TERRE	1.3
SLU_04			FALDA	1.3
SLU_04			SOVRACC	1.5
SLU_04			SOVRACC_TERRE_X	1.5
SLU_05	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_05			RICOPRIMENTO	1.3
SLU_05			TERRE	1.3
SLU_05			FALDA	1.3
SLU_05			SOVRACC	1.5
SLU_05			SOVRACC_TERRE_Y	1.5
SLU_06	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_06			RICOPRIMENTO	1.3
SLU_06			TERRE	1.3
SLU_06			FALDA	1.3
SLU_06			SOVRACC	1.5
SLU_06			SOVRACC_TERRE_X	1.5
SLU_06			SOVRACC_TERRE_Y	1.5
SLU_08	Linear Add	No	DEAD	1.3
SLU_08			RICOPRIMENTO	1.3
SLU_08			SOVRACC	1.5
SLV_01	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_01			RICOPRIMENTO	1
SLV_01			TERRE	1
SLV_01			FALDA	1
SLV_01			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_01			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_02	Linear Add	No	DEAD	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLV_02			RICOPRIMENTO	1
SLV_02			TERRE	1
SLV_02			FALDA	1
SLV_02			SOVRACC	0.8
SLV_02			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_02			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_03	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_03			RICOPRIMENTO	1
SLV_03			TERRE	1
SLV_03			FALDA	1
SLV_03			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_03			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_04	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_04			RICOPRIMENTO	1
SLV_04			TERRE	1
SLV_04			FALDA	1
SLV_04			SOVRACC	0.8
SLV_04			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_04			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_05	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_05			RICOPRIMENTO	1
SLV_05			TERRE	1
SLV_05			FALDA	1
SLV_05			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_05			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_05			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_05			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_06	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_06			RICOPRIMENTO	1
SLV_06			TERRE	1
SLV_06			FALDA	1
SLV_06			SOVRACC	0.8
SLV_06			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_06			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_06			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_06			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_07	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_07			RICOPRIMENTO	1
SLV_07			TERRE	1
SLV_07			FALDA	1
SLV_07			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_07			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_08	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_08			RICOPRIMENTO	1
SLV_08			TERRE	1
SLV_08			FALDA	1
SLV_08			SOVRACC	0.8
SLV_08			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_08			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_09	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_09			RICOPRIMENTO	1
SLV_09			TERRE	1
SLV_09			FALDA	1
SLV_09			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_09			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_10	Linear Add	No	DEAD	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLV_10			RICOPRIMENTO	1
SLV_10			TERRE	1
SLV_10			FALDA	1
SLV_10			SOVRACC	0.8
SLV_10			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_10			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_11	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_11			RICOPRIMENTO	1
SLV_11			TERRE	1
SLV_11			FALDA	1
SLV_11			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_11			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_11			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_11			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_12	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_12			RICOPRIMENTO	1
SLV_12			TERRE	1
SLV_12			FALDA	1
SLV_12			SOVRACC	0.8
SLV_12			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_12			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_12			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_12			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_13	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_13			RICOPRIMENTO	1
SLV_13			TERRE	1
SLV_13			FALDA	1
SLV_13			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_13			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_13			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_13			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_14	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_14			RICOPRIMENTO	1
SLV_14			TERRE	1
SLV_14			FALDA	1
SLV_14			SOVRACC	0.8
SLV_14			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_14			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_14			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_14			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_15	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_15			RICOPRIMENTO	1
SLV_15			TERRE	1
SLV_15			FALDA	1
SLV_15			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_15			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_15			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_15			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_16	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_16			RICOPRIMENTO	1
SLV_16			TERRE	1
SLV_16			FALDA	1
SLV_16			SOVRACC	0.8
SLV_16			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_16			SISMA_TERRE_SLV_X	1
SLV_16			SISMA_STR_SLV_Y	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLV_16			SISMA_TERRE_SLV_Y	1
SLV_17	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_17			RICOPRIMENTO	1
SLV_17			SOVRACC	0.8
SLV_17			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_18	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_18			RICOPRIMENTO	1
SLV_18			SOVRACC	0.8
SLV_18			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_19	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_19			RICOPRIMENTO	1
SLV_19			SOVRACC	0.8
SLV_19			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_20	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_20			RICOPRIMENTO	1
SLV_20			SOVRACC	0.8
SLV_20			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_21	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_21			RICOPRIMENTO	1
SLV_21			SOVRACC	0.8
SLV_21			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_21			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_22	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_22			RICOPRIMENTO	1
SLV_22			SOVRACC	0.8
SLV_22			SISMA_STR_SLV_Y	1
SLV_22			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLV_23	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_23			RICOPRIMENTO	1
SLV_23			SOVRACC	0.8
SLV_23			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_23			SISMA_STR_SLV_X	1
SLV_24	Linear Add	No	DEAD	1
SLV_24			RICOPRIMENTO	1
SLV_24			SOVRACC	0.8
SLV_24			SISMA_STR_SLV_Y	-1
SLV_24			SISMA_STR_SLV_X	-1
SLU_ENV	Envelope	No	SLU_01	1
SLU_ENV			SLU_02	1
SLU_ENV			SLU_03	1
SLU_ENV			SLU_04	1
SLU_ENV			SLU_05	1
SLU_ENV			SLU_06	1
SLU_ENV			SLU_07	1
SLU_ENV			SLU_08	1
SLV_ENV	Envelope	No	SLV_01	1
SLV_ENV			SLV_02	1
SLV_ENV			SLV_03	1
SLV_ENV			SLV_04	1
SLV_ENV			SLV_05	1
SLV_ENV			SLV_06	1
SLV_ENV			SLV_07	1
SLV_ENV			SLV_08	1
SLV_ENV			SLV_09	1
SLV_ENV			SLV_10	1
SLV_ENV			SLV_11	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLV_ENV			SLV_12	1
SLV_ENV			SLV_13	1
SLV_ENV			SLV_14	1
SLV_ENV			SLV_15	1
SLV_ENV			SLV_16	1
SLV_ENV			SLV_17	1
SLV_ENV			SLV_18	1
SLV_ENV			SLV_19	1
SLV_ENV			SLV_20	1
SLV_ENV			SLV_21	1
SLV_ENV			SLV_22	1
SLV_ENV			SLV_23	1
SLV_ENV			SLV_24	1
SLU_SLV_ENV	Envelope	No	SLU_ENV	1
SLU_SLV_ENV			SLV_ENV	1
SLE_01	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_02	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_02			RICOPRIMENTO	1
SLE_02			TERRE	1
SLE_02			FALDA	1
SLE_03	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_03			RICOPRIMENTO	1
SLE_03			TERRE	1
SLE_03			FALDA	1
SLE_03			SOVRACC	1
SLE_03			SOVRACC_TERRE_X	1
SLE_04	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_04			RICOPRIMENTO	1
SLE_04			TERRE	1
SLE_04			FALDA	1
SLE_04			SOVRACC	1
SLE_04			SOVRACC_TERRE_Y	1
SLE_05	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_05			RICOPRIMENTO	1
SLE_05			TERRE	1
SLE_05			FALDA	1
SLE_05			SOVRACC	1
SLE_05			SOVRACC_TERRE_X	1
SLE_05			SOVRACC_TERRE_Y	1
SLE_06	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_06			RICOPRIMENTO	1
SLE_06			TERRE	1
SLE_06			FALDA	1
SLE_06			SOVRACC	1
SLE_07	Linear Add	No	DEAD	1
SLE_07			RICOPRIMENTO	1
SLE_07			SOVRACC	1
SLD_01	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_01			RICOPRIMENTO	1
SLD_01			TERRE	1
SLD_01			FALDA	1
SLD_01			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_01			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_02	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_02			RICOPRIMENTO	1
SLD_02			TERRE	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLD_02			FALDA	1
SLD_02			SOVRACC	0.8
SLD_02			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_02			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_03	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_03			RICOPRIMENTO	1
SLD_03			TERRE	1
SLD_03			FALDA	1
SLD_03			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_03			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_04	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_04			RICOPRIMENTO	1
SLD_04			TERRE	1
SLD_04			FALDA	1
SLD_04			SOVRACC	0.8
SLD_04			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_04			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_05	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_05			RICOPRIMENTO	1
SLD_05			TERRE	1
SLD_05			FALDA	1
SLD_05			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_05			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_05			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_05			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_06	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_06			RICOPRIMENTO	1
SLD_06			TERRE	1
SLD_06			FALDA	1
SLD_06			SOVRACC	0.8
SLD_06			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_06			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_06			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_06			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_07	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_07			RICOPRIMENTO	1
SLD_07			TERRE	1
SLD_07			FALDA	1
SLD_07			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_07			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_08	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_08			RICOPRIMENTO	1
SLD_08			TERRE	1
SLD_08			FALDA	1
SLD_08			SOVRACC	0.8
SLD_08			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_08			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_09	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_09			RICOPRIMENTO	1
SLD_09			TERRE	1
SLD_09			FALDA	1
SLD_09			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_09			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_10	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_10			RICOPRIMENTO	1
SLD_10			TERRE	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLD_10			FALDA	1
SLD_10			SOVRACC	0.8
SLD_10			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_10			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_11	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_11			RICOPRIMENTO	1
SLD_11			TERRE	1
SLD_11			FALDA	1
SLD_11			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_11			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_11			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_11			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_12	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_12			RICOPRIMENTO	1
SLD_12			TERRE	1
SLD_12			FALDA	1
SLD_12			SOVRACC	0.8
SLD_12			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_12			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_12			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_12			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_13	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_13			RICOPRIMENTO	1
SLD_13			TERRE	1
SLD_13			FALDA	1
SLD_13			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_13			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_13			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_13			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_14	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_14			RICOPRIMENTO	1
SLD_14			TERRE	1
SLD_14			FALDA	1
SLD_14			SOVRACC	0.8
SLD_14			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_14			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_14			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_14			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_15	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_15			RICOPRIMENTO	1
SLD_15			TERRE	1
SLD_15			FALDA	1
SLD_15			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_15			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_15			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_15			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_16	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_16			RICOPRIMENTO	1
SLD_16			TERRE	1
SLD_16			FALDA	1
SLD_16			SOVRACC	0.8
SLD_16			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_16			SISMA_TERRE_SLD_X	1
SLD_16			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_16			SISMA_TERRE_SLD_Y	1
SLD_17	Linear Add	No	DEAD	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLD_17			RICOPRIMENTO	1
SLD_17			SOVRACC	0.8
SLD_17			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_18	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_18			RICOPRIMENTO	1
SLD_18			SOVRACC	0.8
SLD_18			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_19	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_19			RICOPRIMENTO	1
SLD_19			SOVRACC	0.8
SLD_19			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_20	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_20			RICOPRIMENTO	1
SLD_20			SOVRACC	0.8
SLD_20			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_21	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_21			RICOPRIMENTO	1
SLD_21			SOVRACC	0.8
SLD_21			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_21			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_22	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_22			RICOPRIMENTO	1
SLD_22			SOVRACC	0.8
SLD_22			SISMA_STR_SLD_Y	1
SLD_22			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLD_23	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_23			RICOPRIMENTO	1
SLD_23			SOVRACC	0.8
SLD_23			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_23			SISMA_STR_SLD_X	1
SLD_24	Linear Add	No	DEAD	1
SLD_24			RICOPRIMENTO	1
SLD_24			SOVRACC	0.8
SLD_24			SISMA_STR_SLD_Y	-1
SLD_24			SISMA_STR_SLD_X	-1
SLE_ENV	Envelope	No	SLE_01	1
SLE_ENV			SLE_02	1
SLE_ENV			SLE_03	1
SLE_ENV			SLE_04	1
SLE_ENV			SLE_05	1
SLE_ENV			SLE_06	1
SLE_ENV			SLE_07	1
SLD_ENV	Envelope	No	SLD_01	1
SLD_ENV			SLD_02	1
SLD_ENV			SLD_03	1
SLD_ENV			SLD_04	1
SLD_ENV			SLD_05	1
SLD_ENV			SLD_06	1
SLD_ENV			SLD_07	1
SLD_ENV			SLD_08	1
SLD_ENV			SLD_09	1
SLD_ENV			SLD_10	1
SLD_ENV			SLD_11	1
SLD_ENV			SLD_12	1
SLD_ENV			SLD_13	1
SLD_ENV			SLD_14	1

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
SLD_ENV			SLD_15	1
SLD_ENV			SLD_16	1
SLD_ENV			SLD_17	1
SLD_ENV			SLD_18	1
SLD_ENV			SLD_19	1
SLD_ENV			SLD_20	1
SLD_ENV			SLD_21	1
SLD_ENV			SLD_22	1
SLD_ENV			SLD_23	1
SLD_ENV			SLD_24	1
SLE_SLD_ENV	Envelope	No	SLE_ENV	1
SLE_SLD_ENV			SLD_ENV	1

12.4. Sollecitazioni

Nel seguito si riportano, per ogni elemento, le massime sollecitazioni positive e negative.

12.4.1. Soletta di fondazione

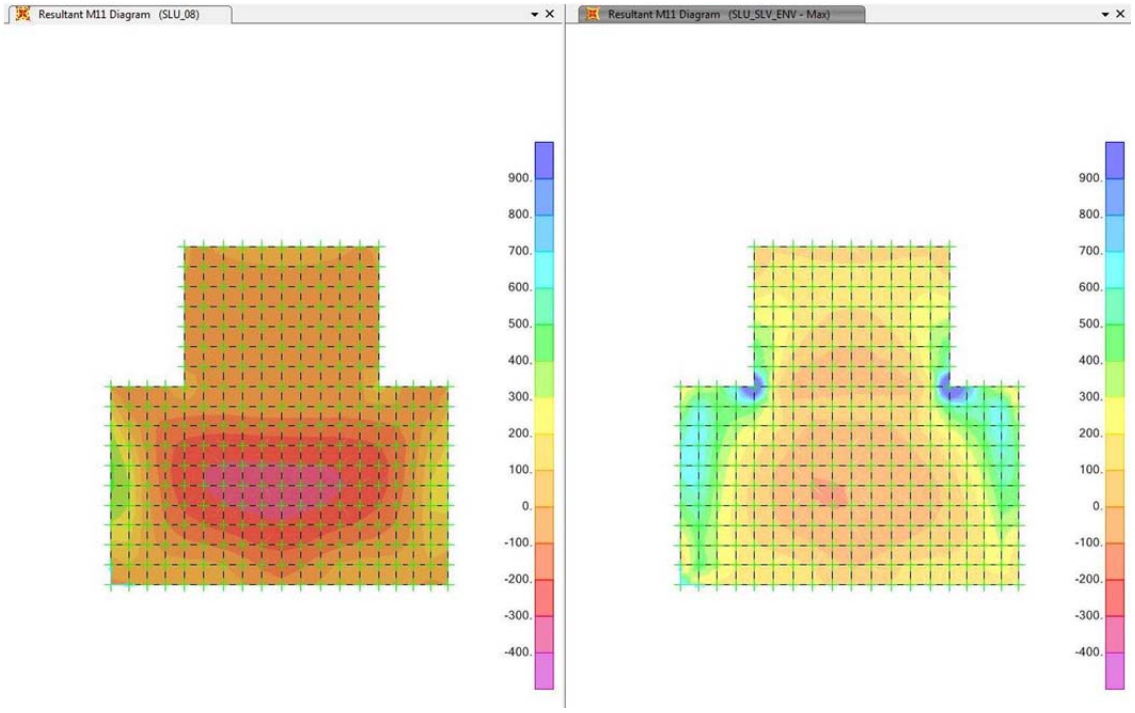


FIG. 12.3 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M11

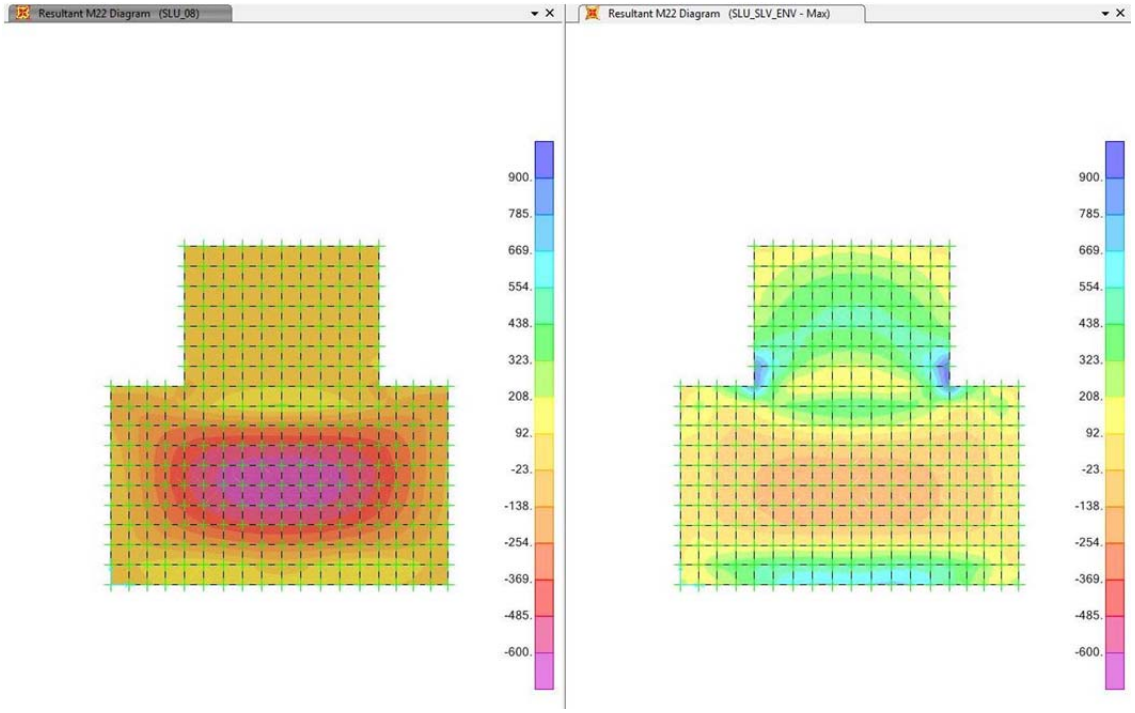


FIG. 12.4 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M22

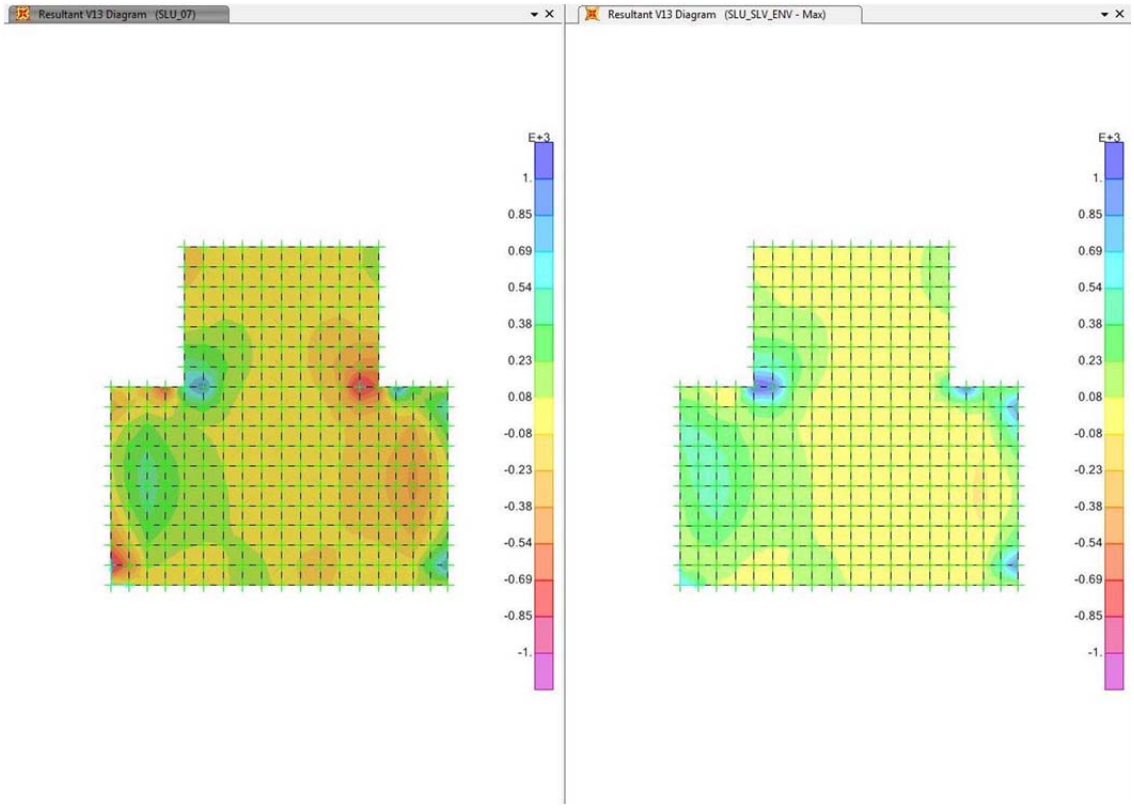


FIG. 12.5 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V13

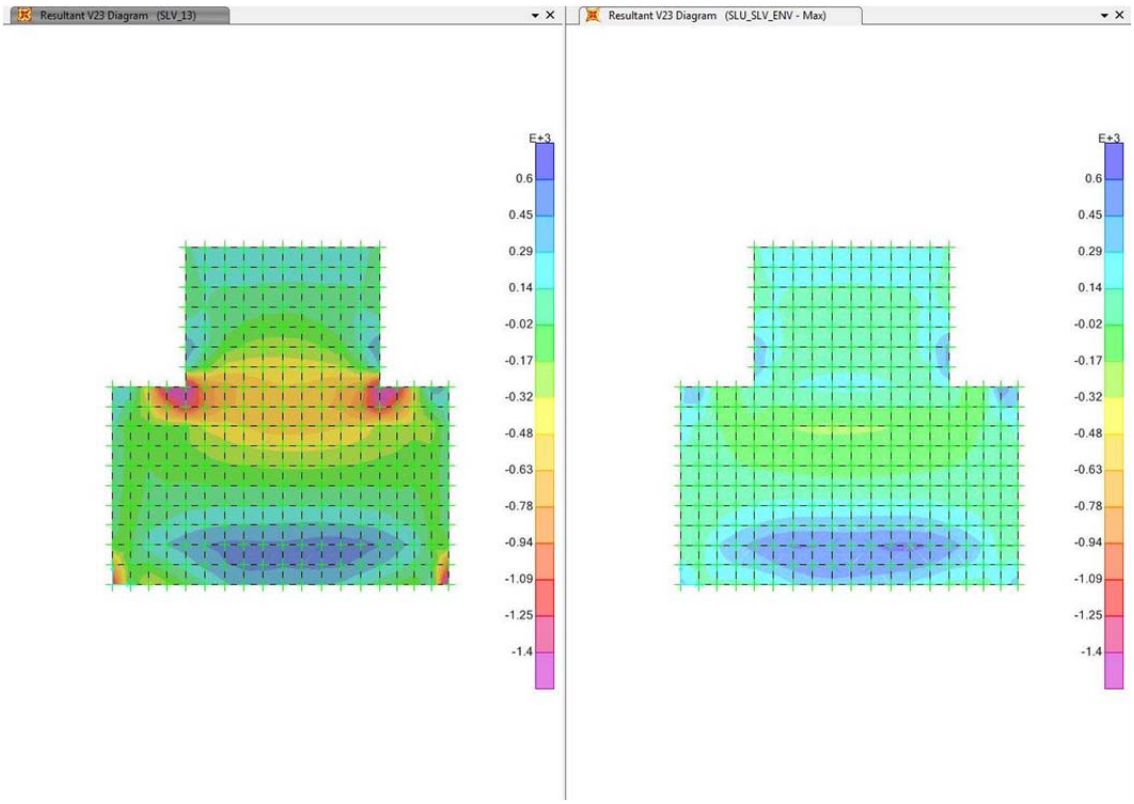


FIG. 12.6 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V23

12.4.2. Pareti Reggispinta (Sp. 100 cm)

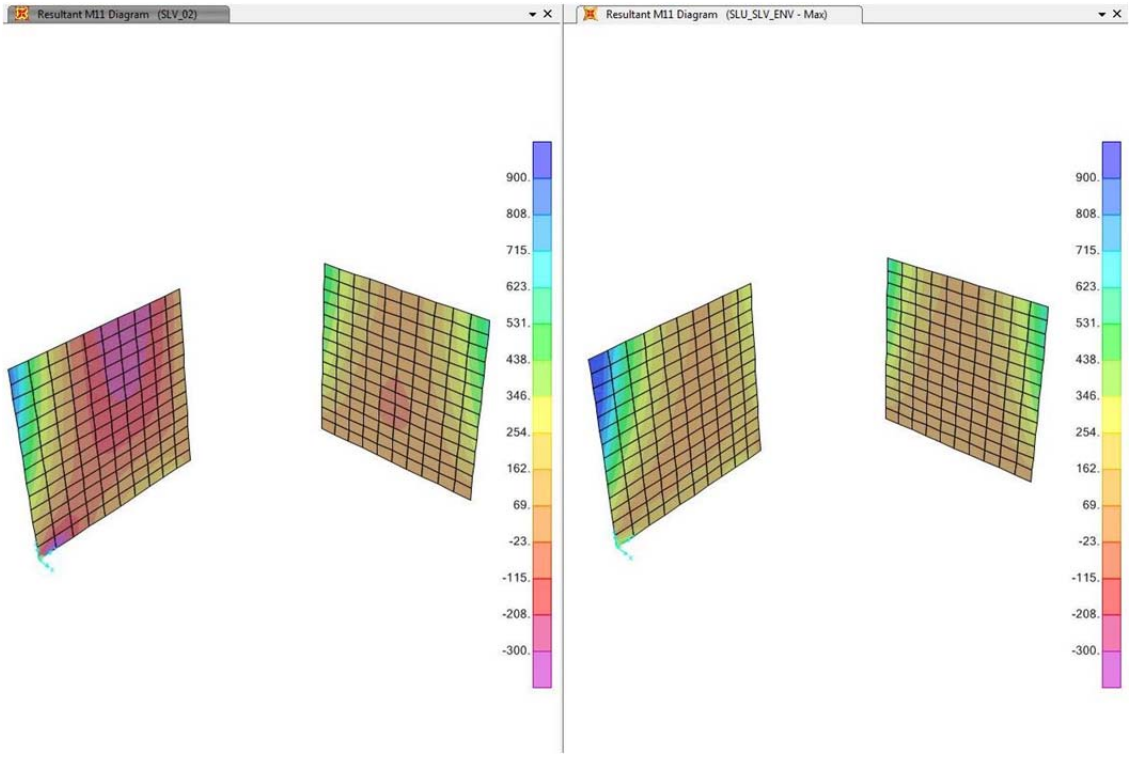


FIG. 12.7 - PARETI REGGISPINTA: MOMENTO M11 (S.L.U)

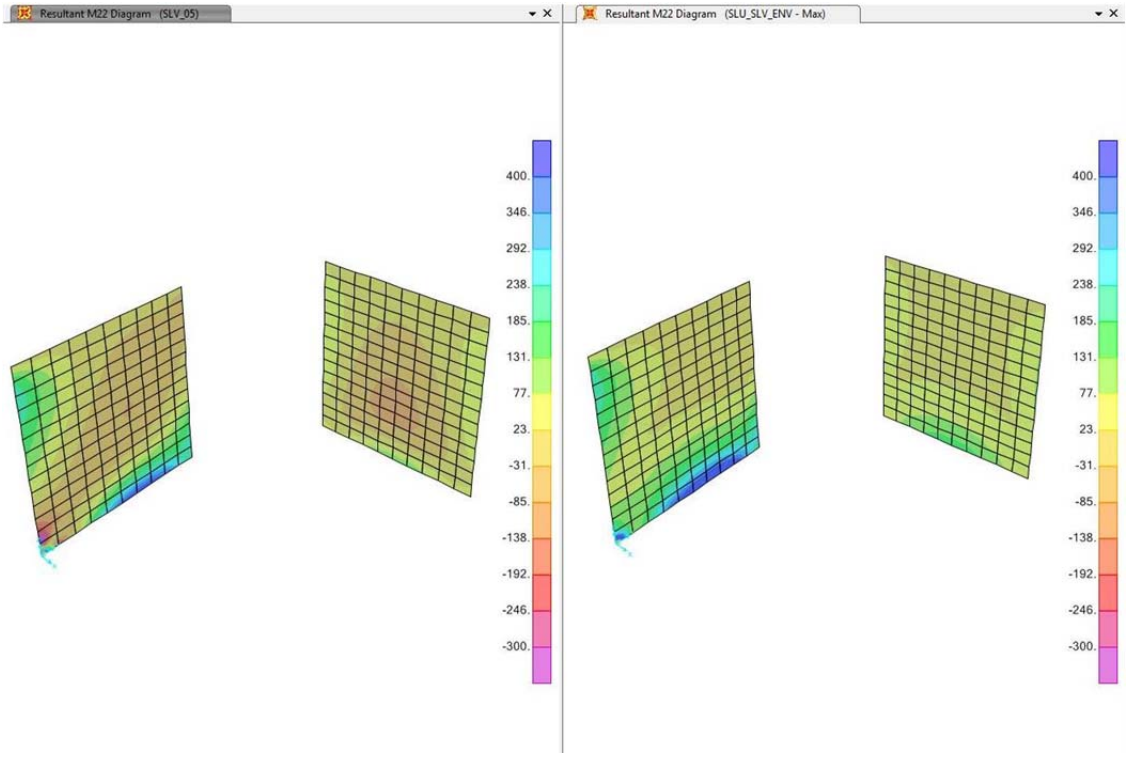


FIG. 12.8 - PARETI REGGISPINTA: MOMENTO M22 (S.L.U)

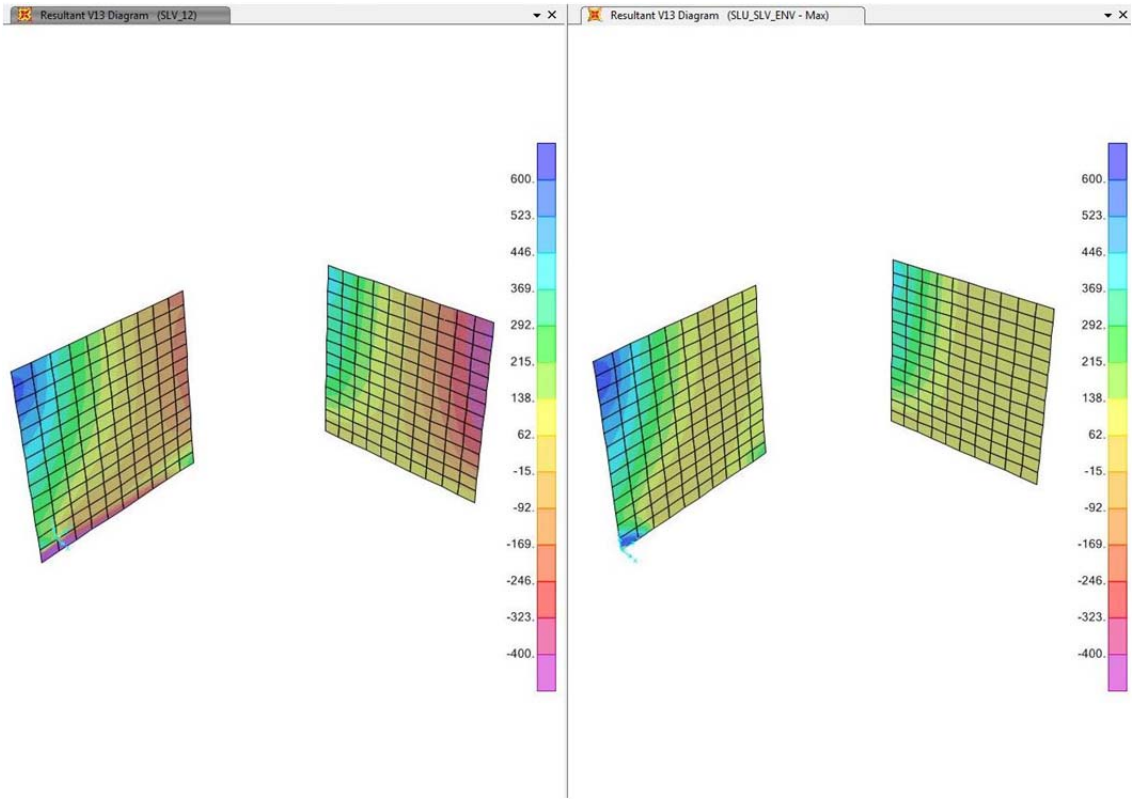


FIG. 12.9 - PARETI REGGISPINTA: TAGLIO V13 (S.L.U)

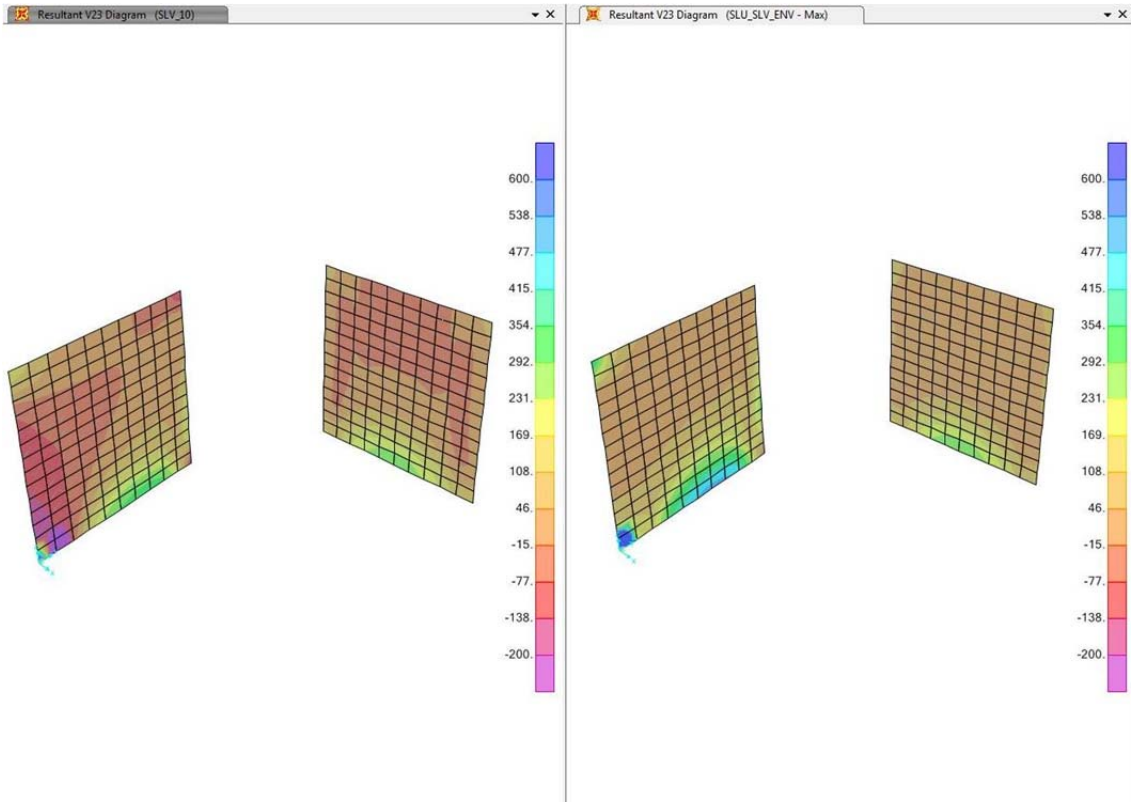


FIG. 12.10 - PARETI REGGISPINTA: TAGLIO V23 (S.L.U)

12.4.3. Pareti di Invito (Sp. 70 cm)

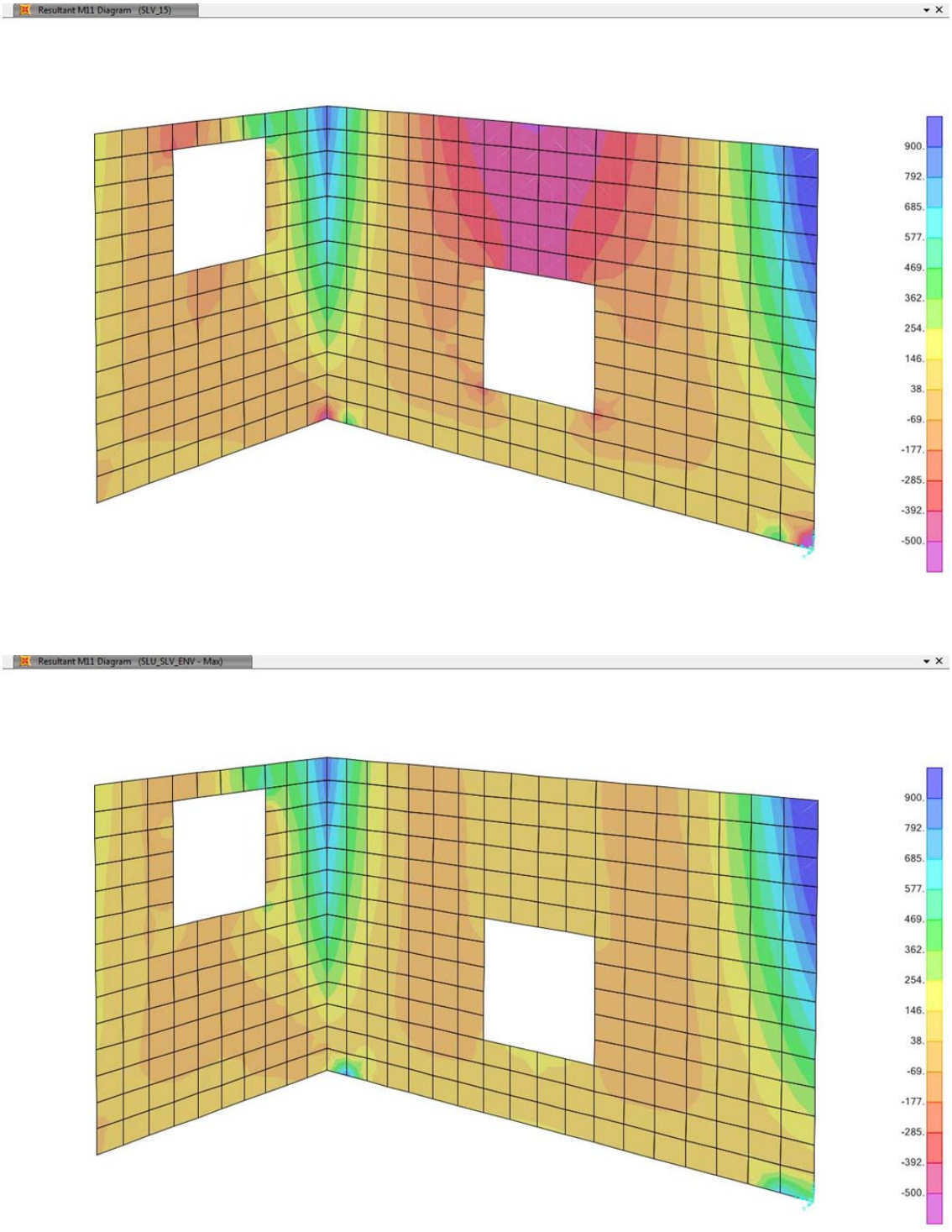


FIG. 12.11 - PARETI DI INVITO: MOMENTO M11 (S.L.U)

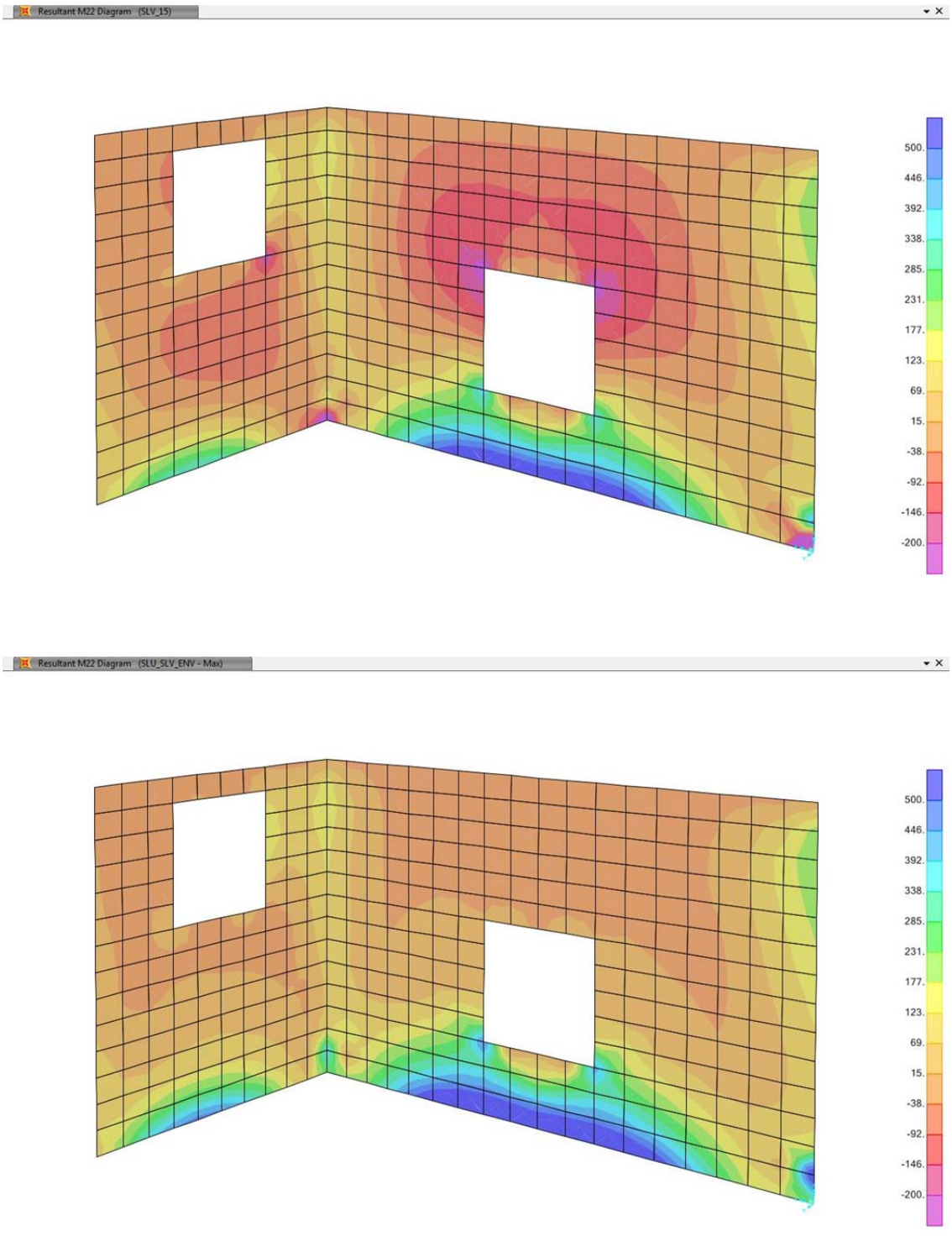


FIG. 12.12 - PARETI DI INVITO: MOMENTO M22 (S.L.U)

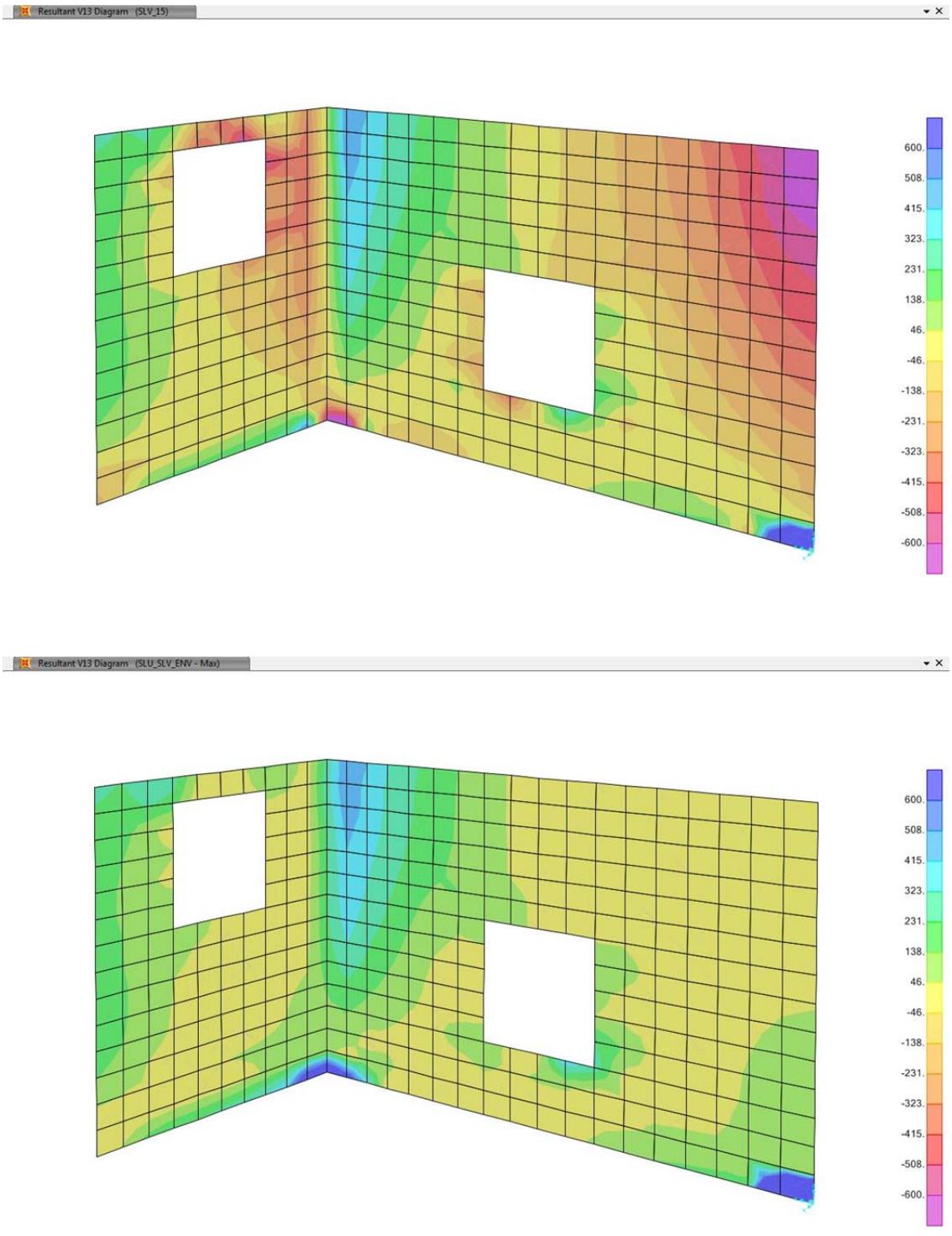


FIG. 12.13 - PARETI DI INVITO: TAGLIO V13 (S.L.U)

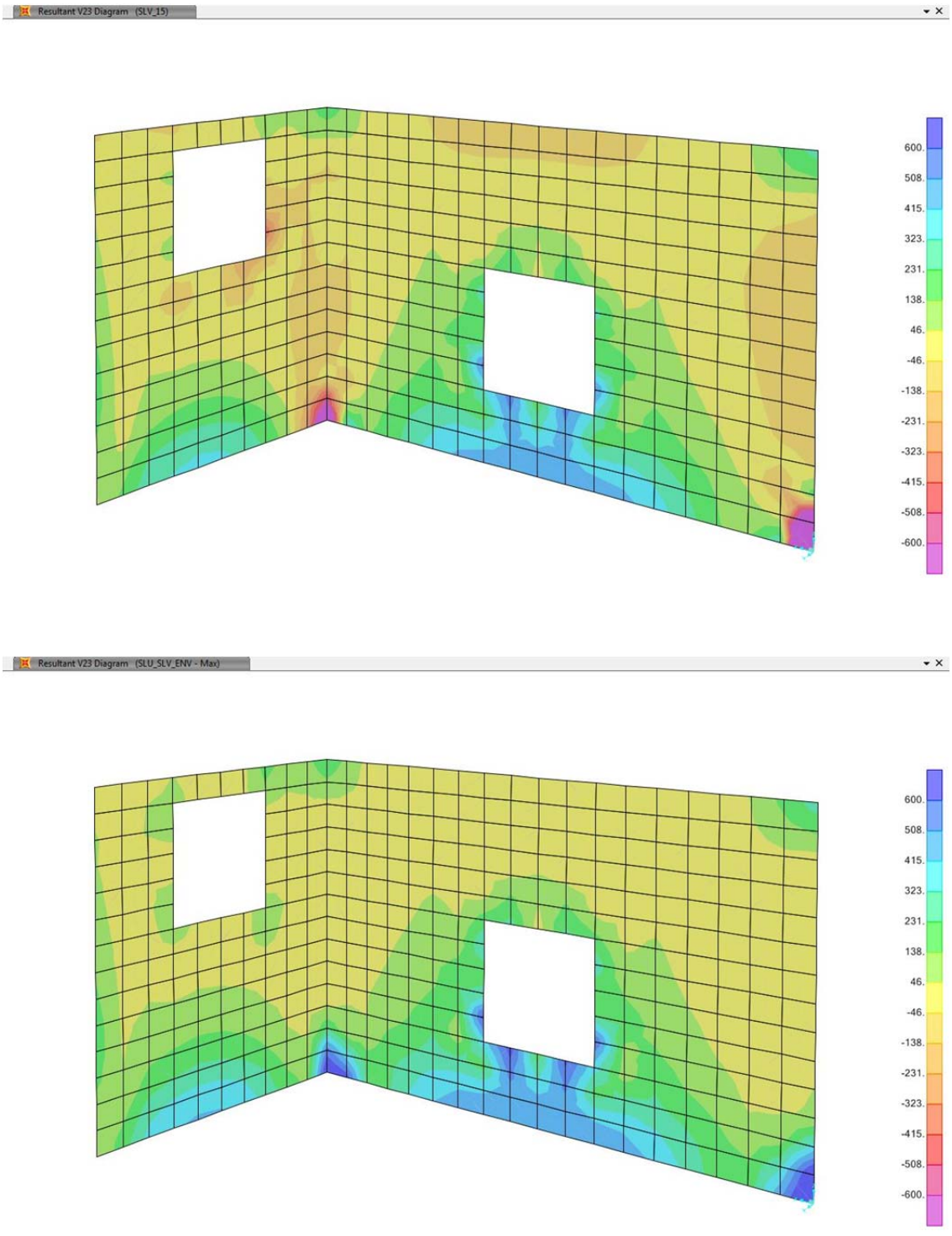


FIG. 12.14 - PARETI DI INVITO: TAGLIO V23 (S.L.U)

12.4.4. Pareti di Collegamento (Sp. 50 cm)

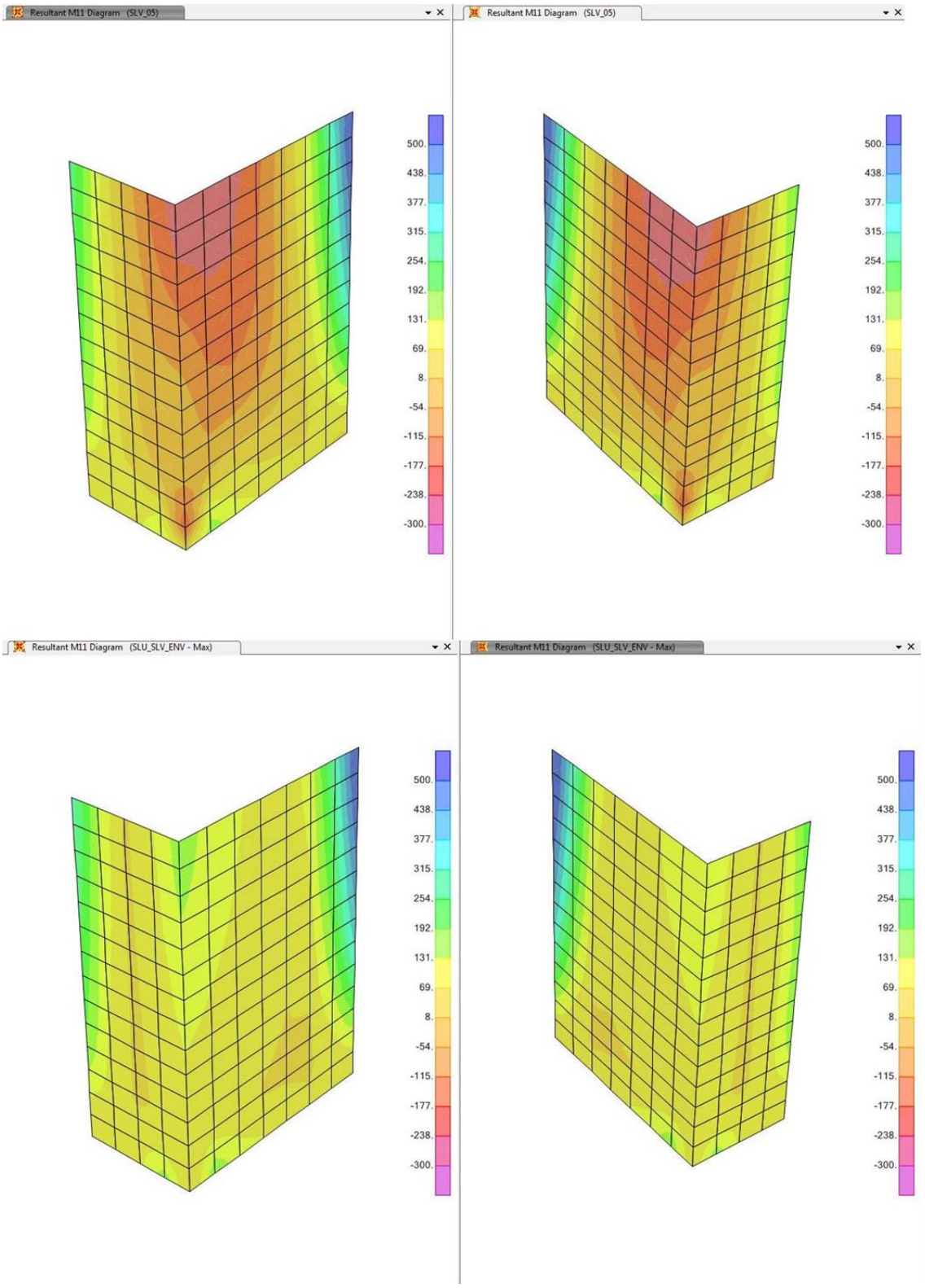


FIG. 12.15 - PARETI DI COLLEGAMENTO: MOMENTO M11 (S.L.U)

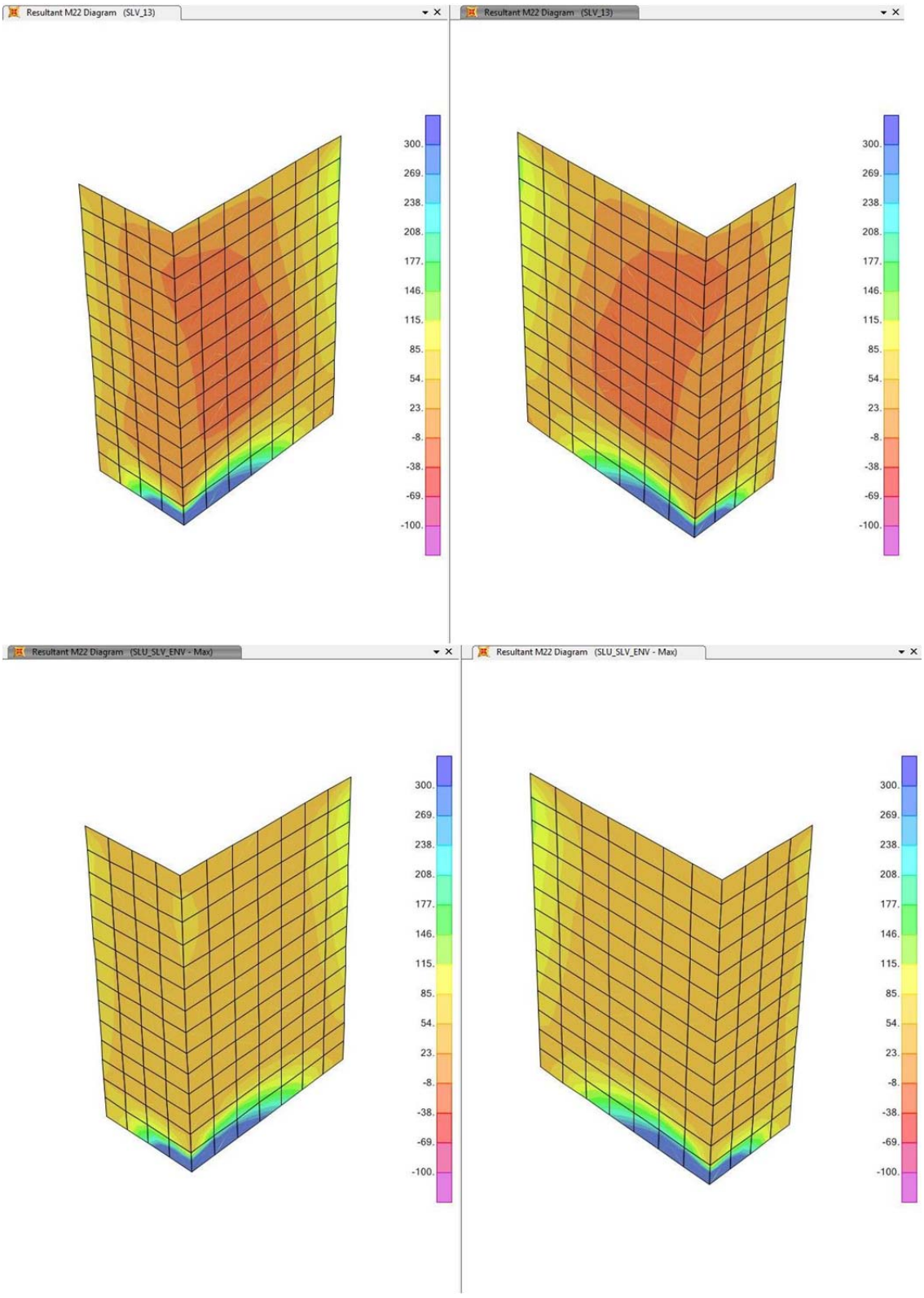


FIG. 12.16 - PARETI DI COLLEGAMENTO: MOMENTO M22 (S.L.U)

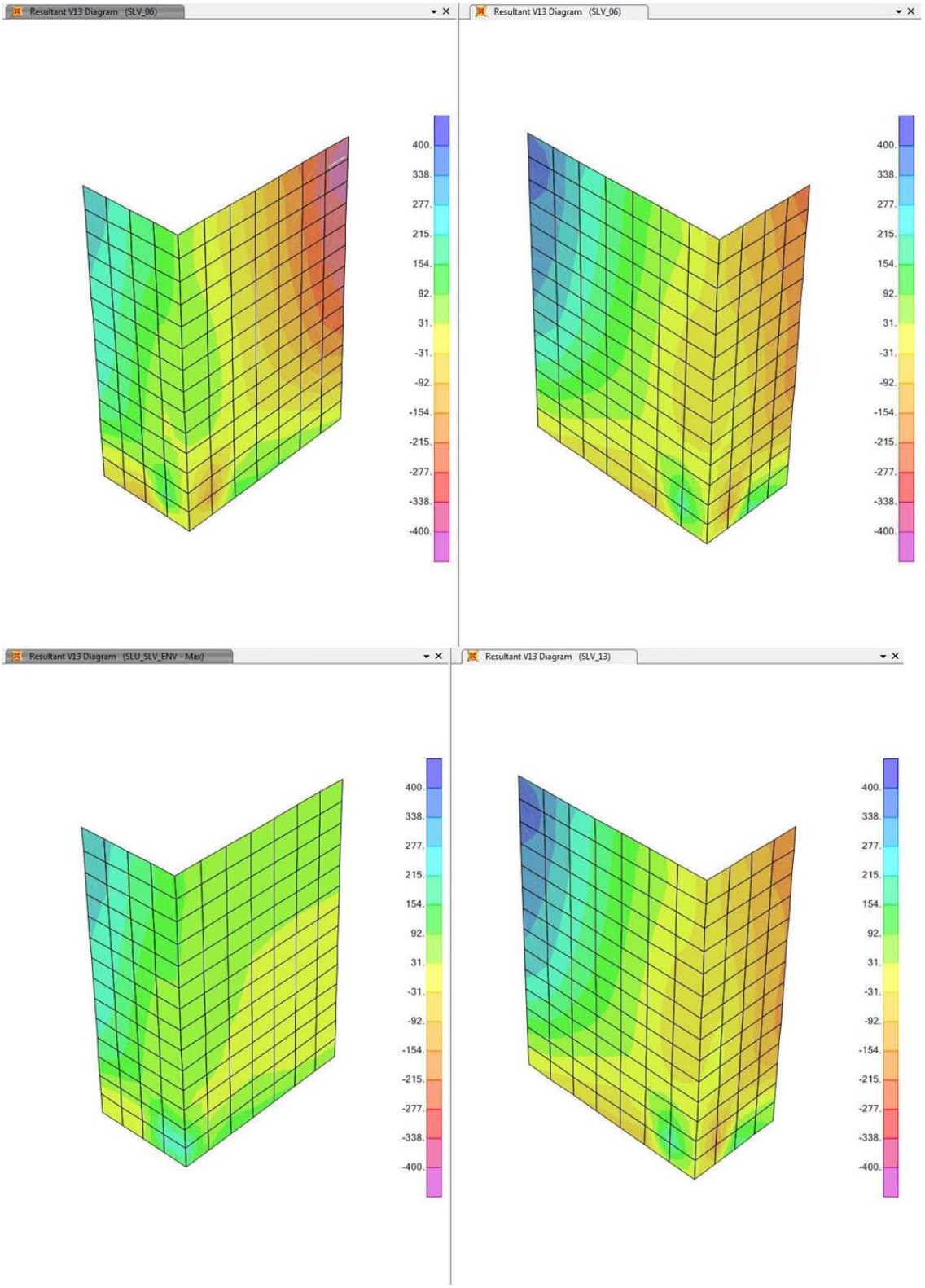


FIG. 12.17 - PARETI DI COLLEGAMENTO: TAGLIO V13 (S.L.U)

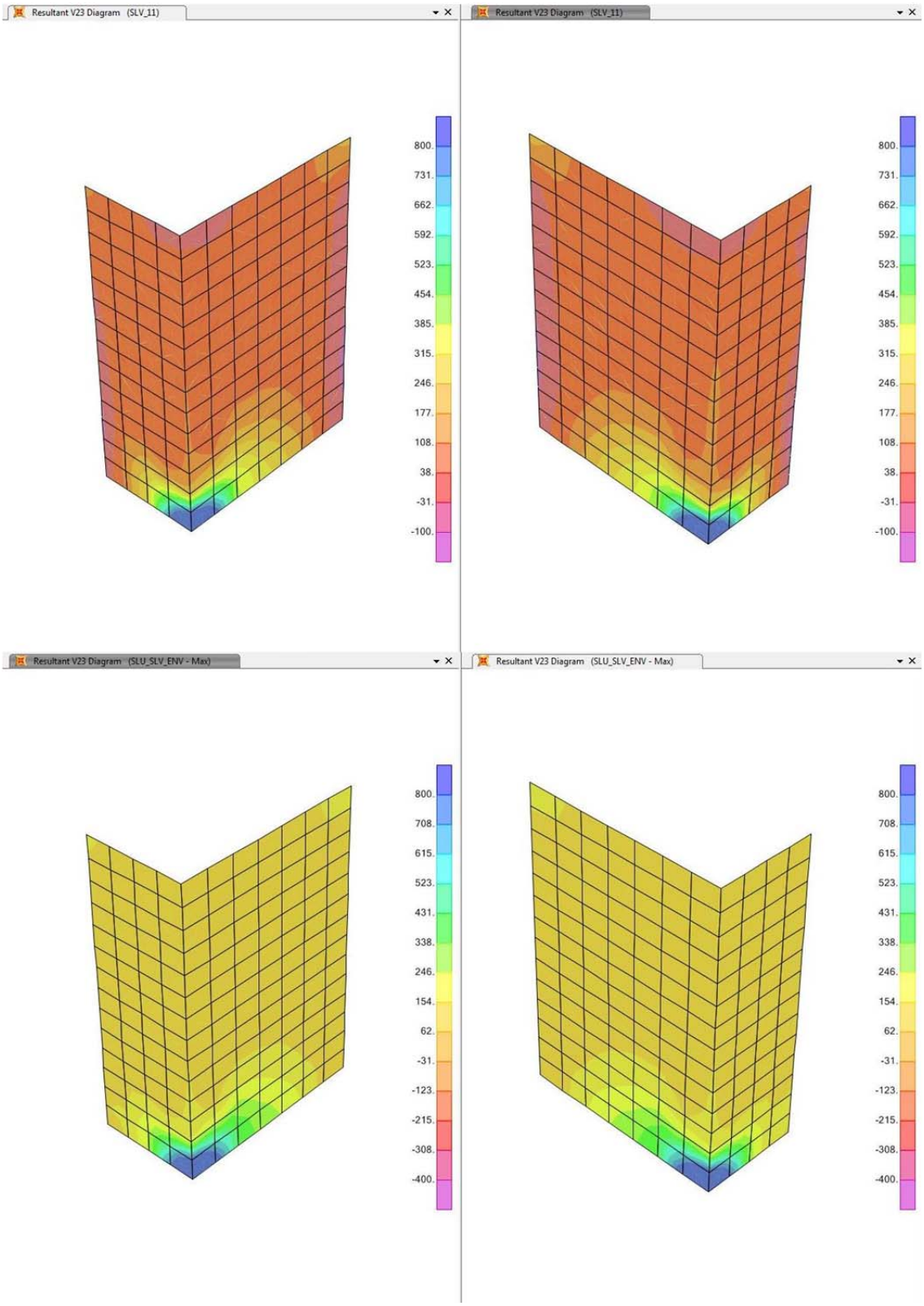


FIG. 12.18 - PARETI DI COLLEGAMENTO: TAGLIO V23 (S.L.U)

12.4.5. Parete interna (Sp. 50 cm)

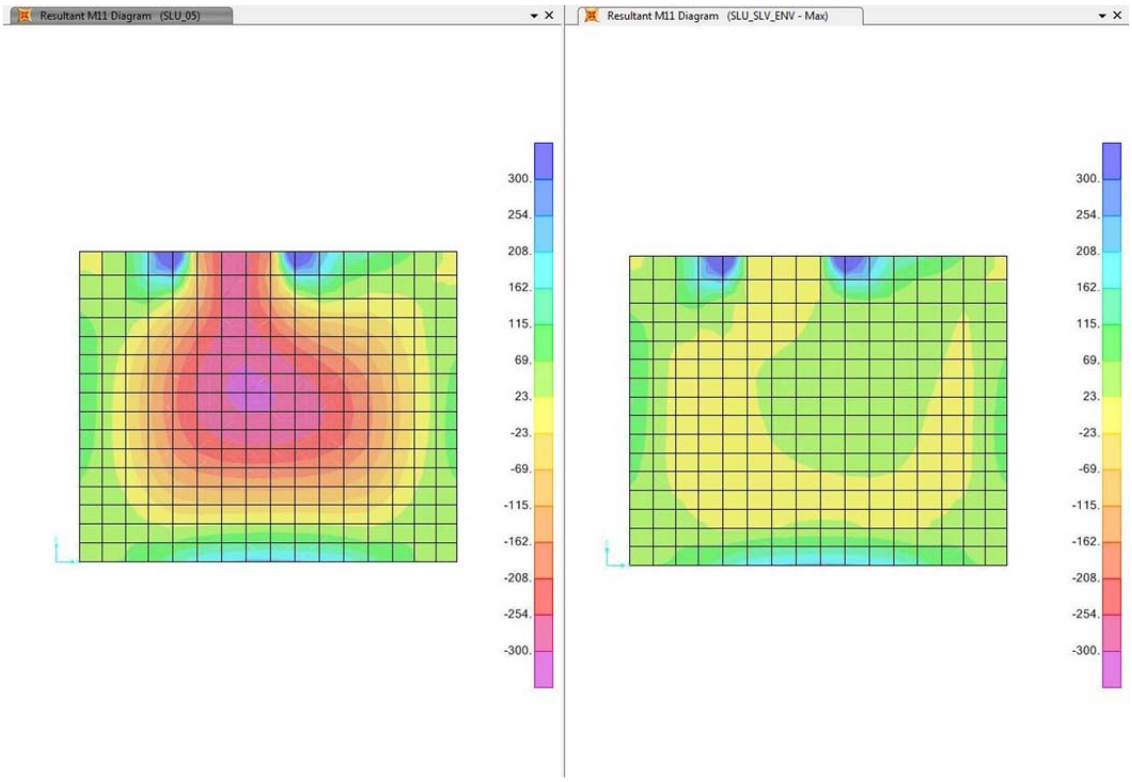


FIG. 12.19 - PARETE INTERNA: MOMENTO M11

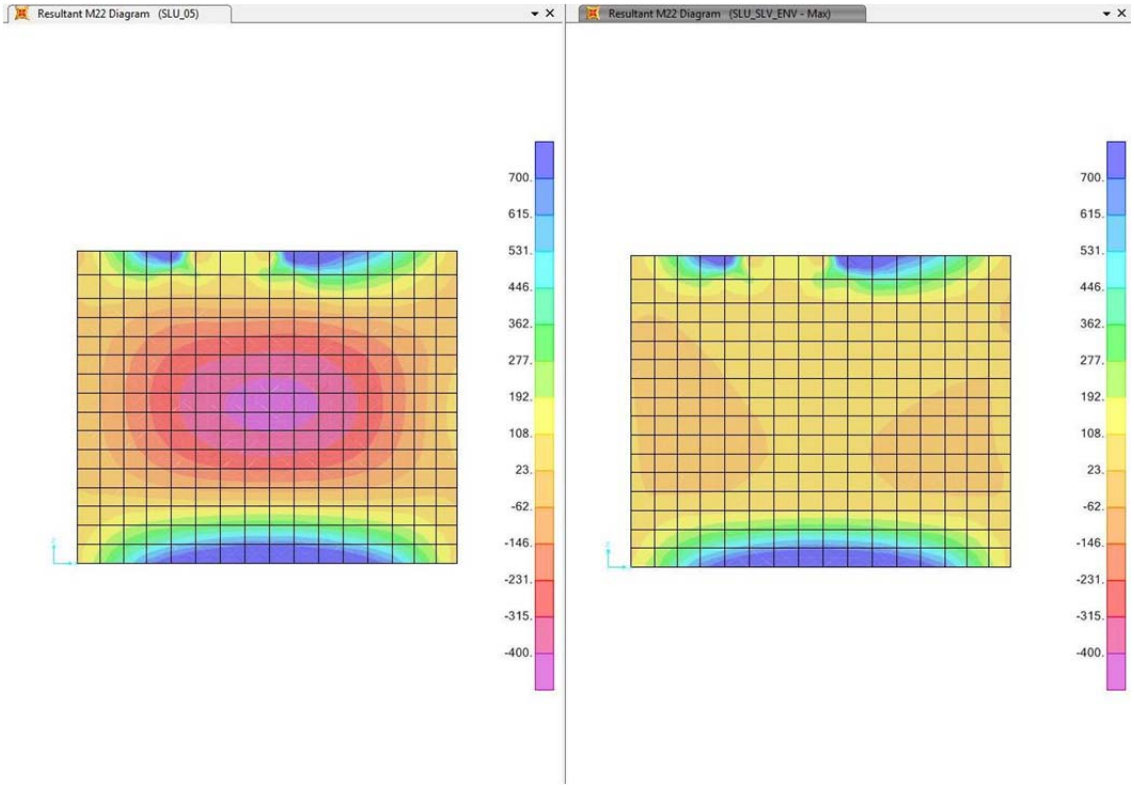


FIG. 12.20 - PARETE INTERNA: MOMENTO M22

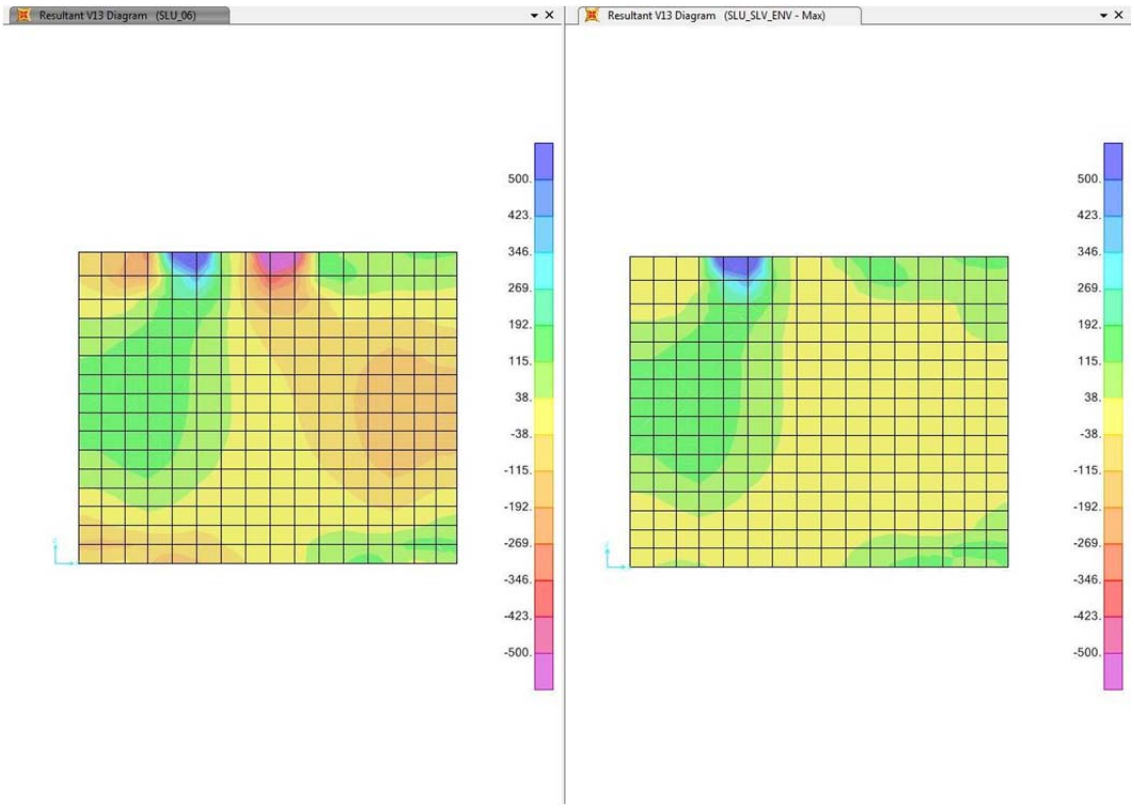


FIG. 12.21 - PARETE INTERNA: TAGLIO V13

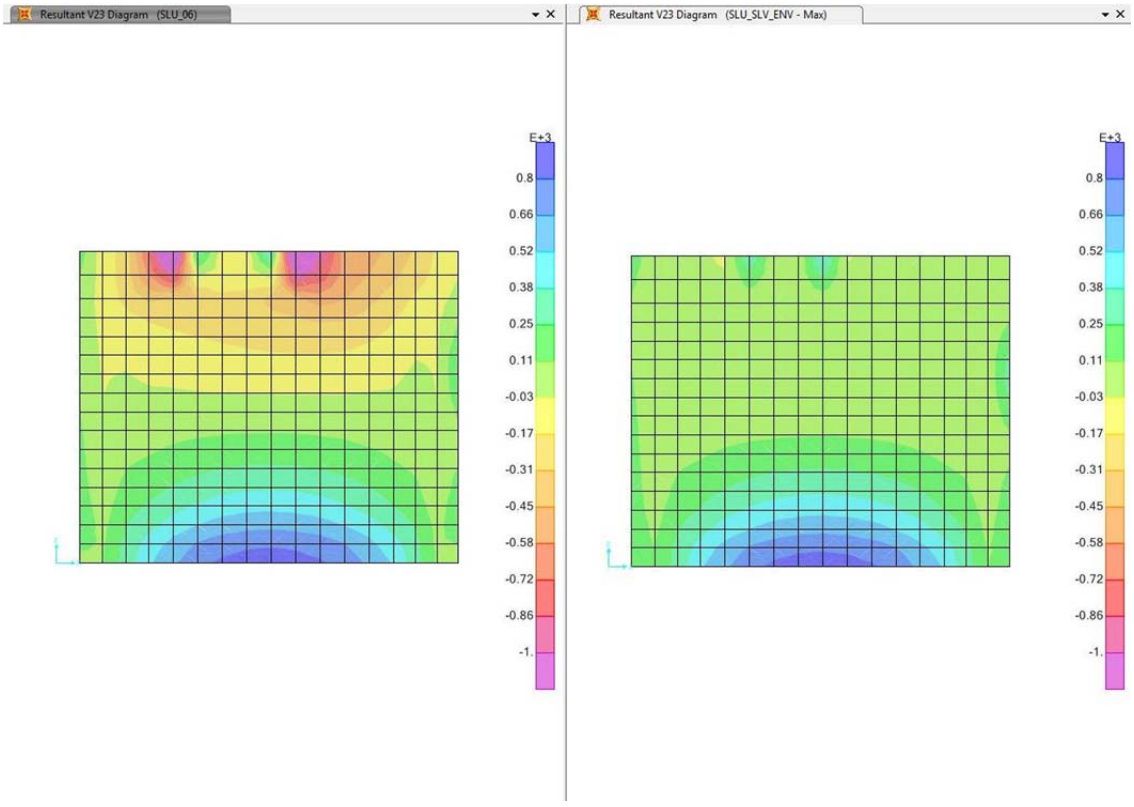


FIG. 12.22 - PARETE INTERNA: TAGLIO V23

12.4.6. Contropareti (Sp. 30 cm)

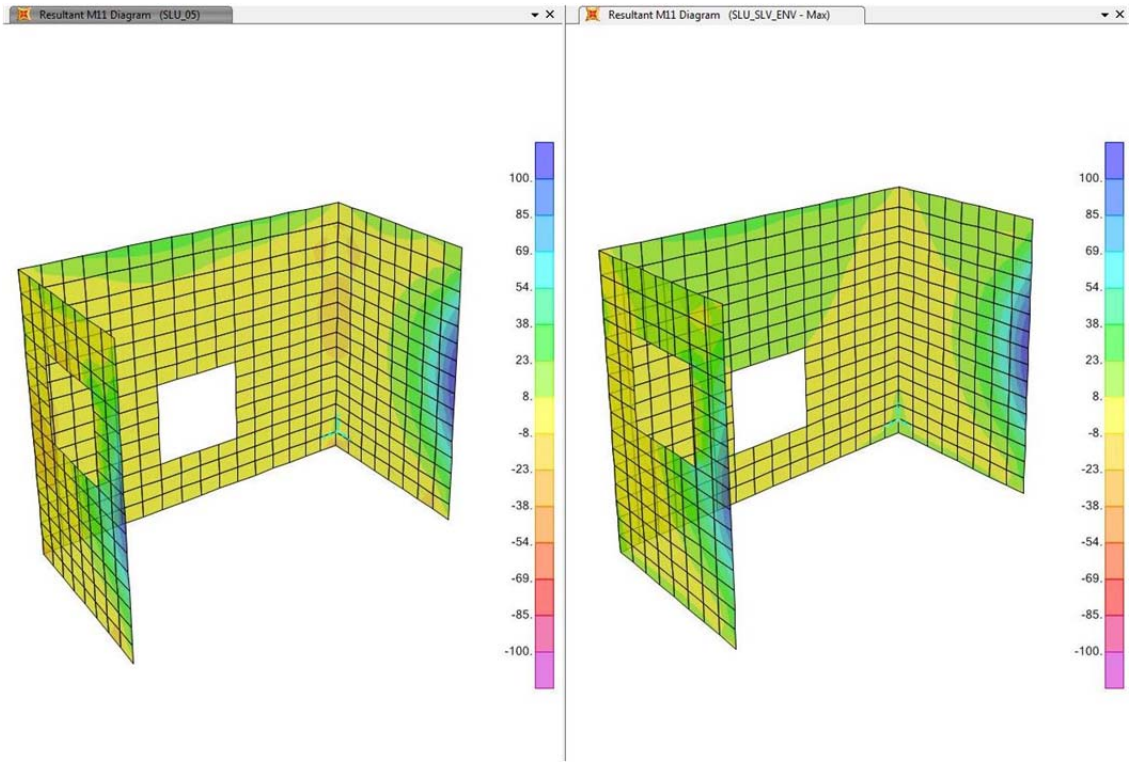


FIG. 12.23 - CONTROPARETI: MOMENTO M11

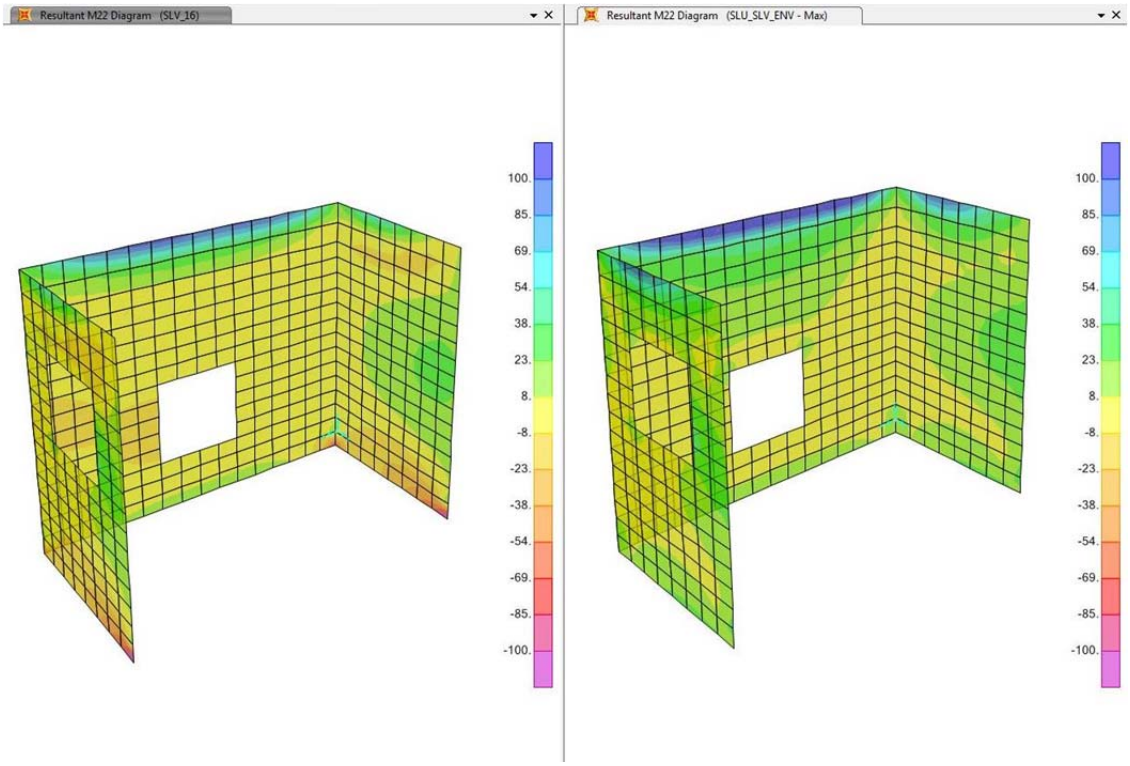


FIG. 12.24 - CONTROPARETI: MOMENTO M22

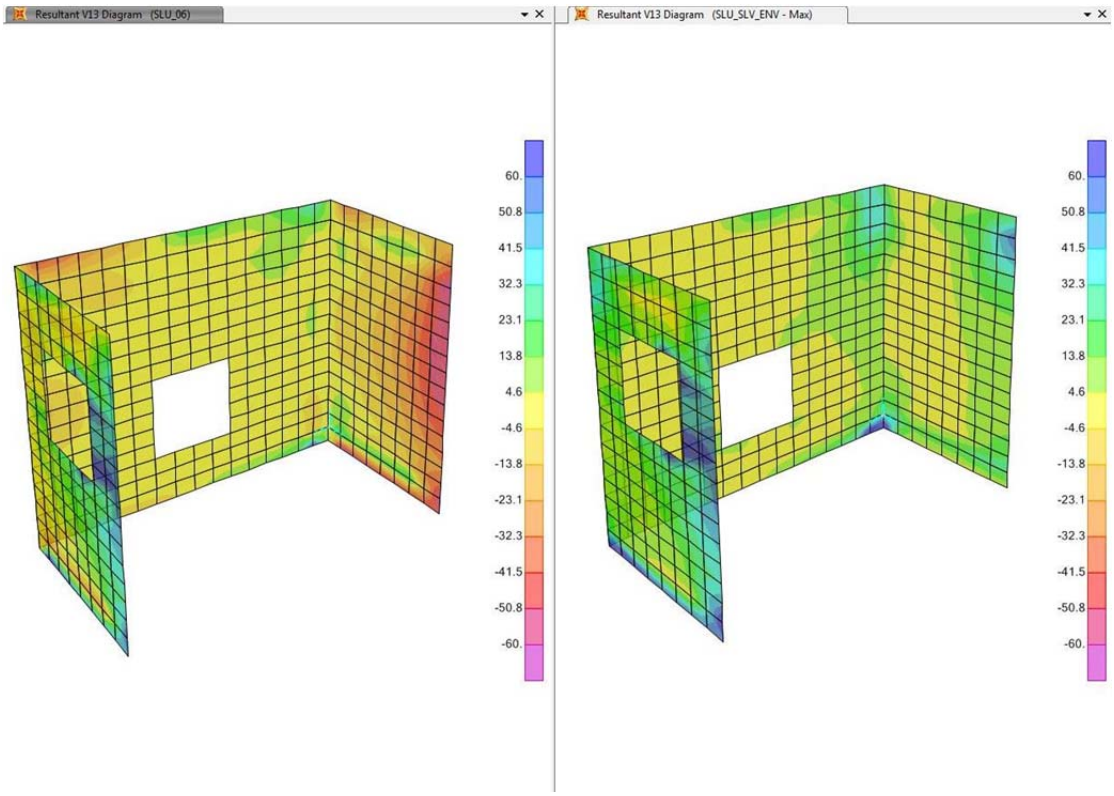


FIG. 12.25 - CONTROPARETI: TAGLIO V13

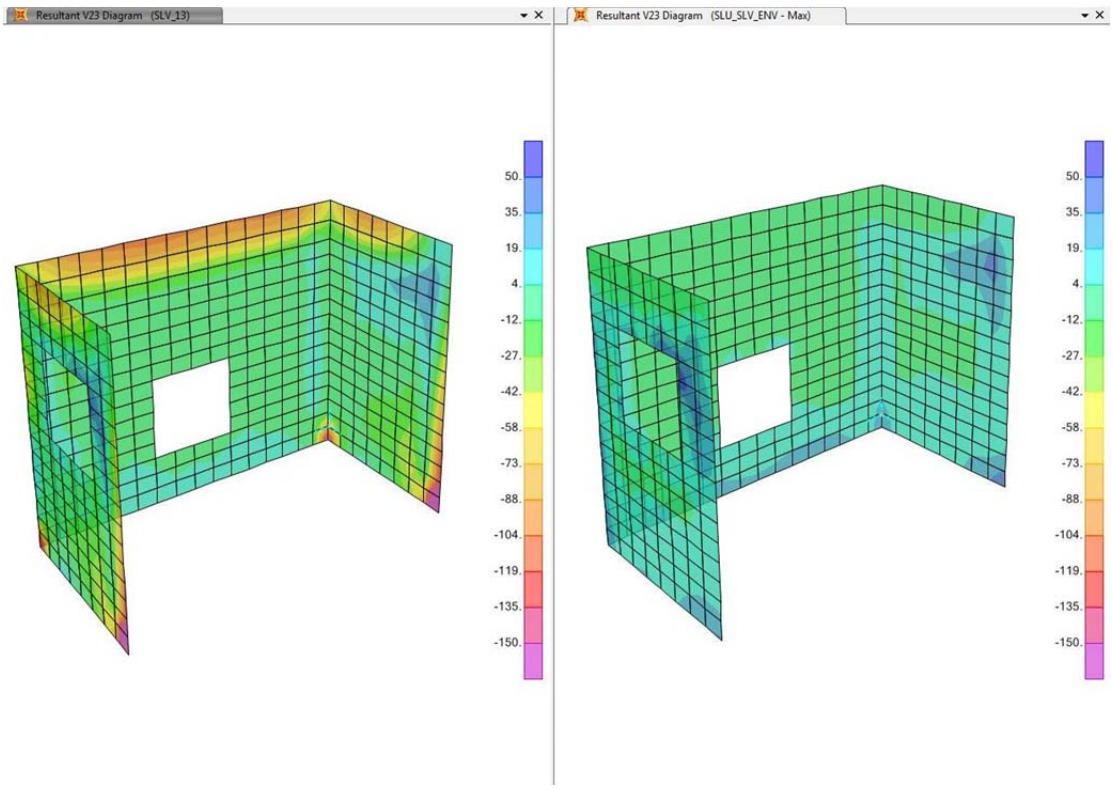


FIG. 12.26 - CONTROPARETI: TAGLIO V23

12.4.7. Soletta di copertura

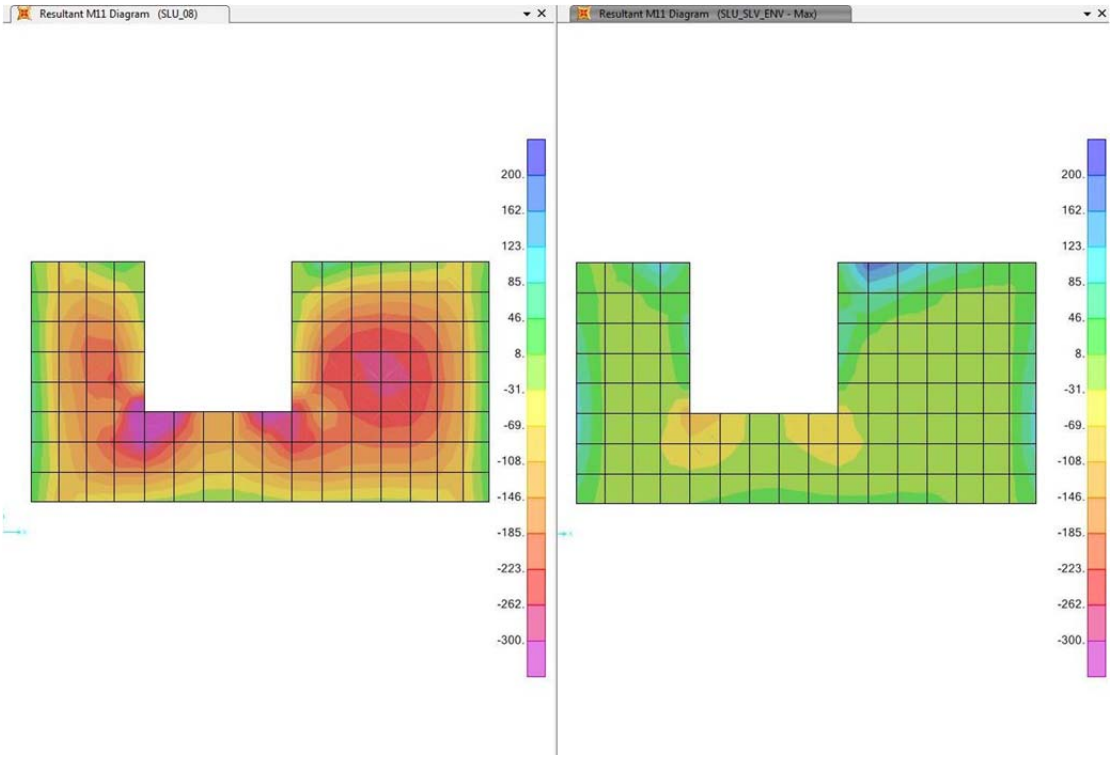


FIG. 12.27 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M11

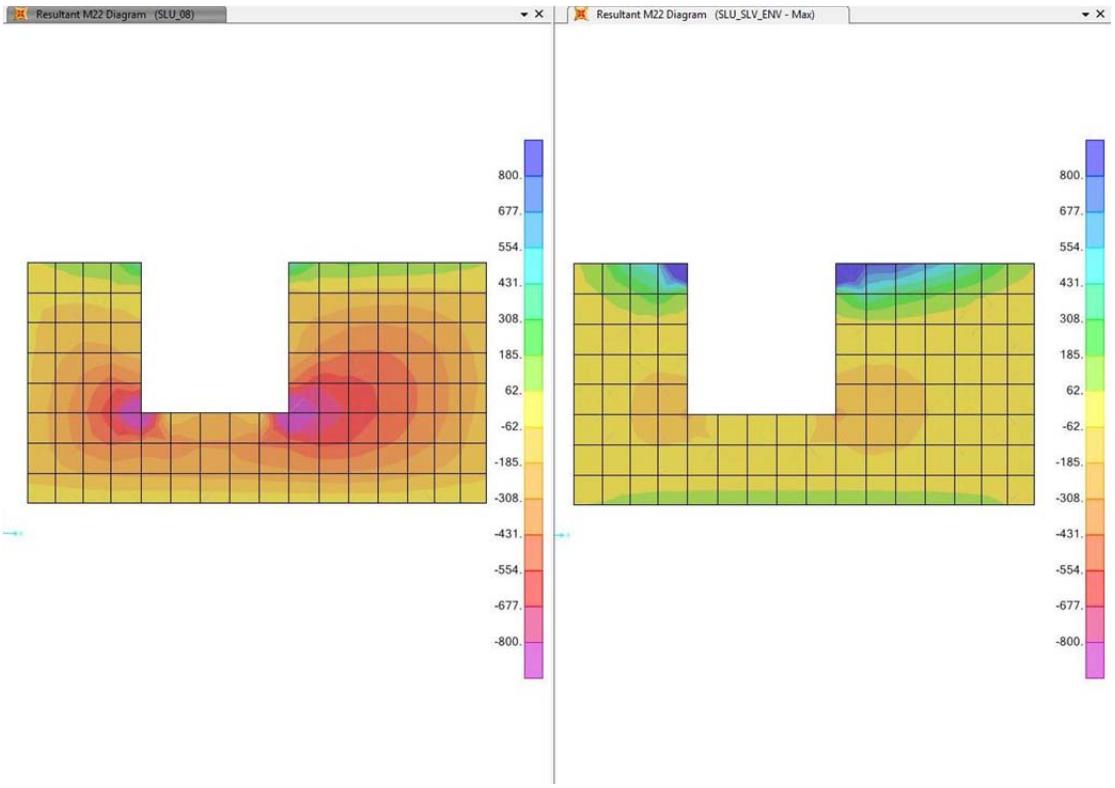


FIG. 12.28 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M22

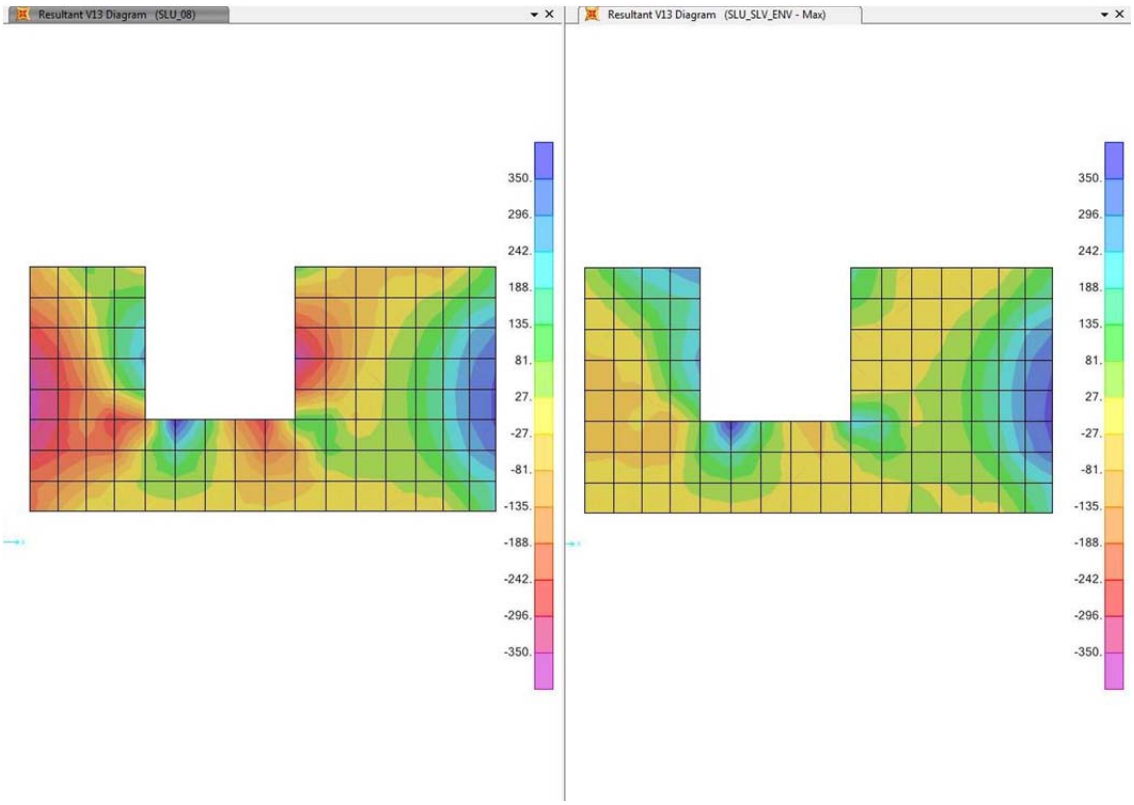


FIG. 12.29 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V13

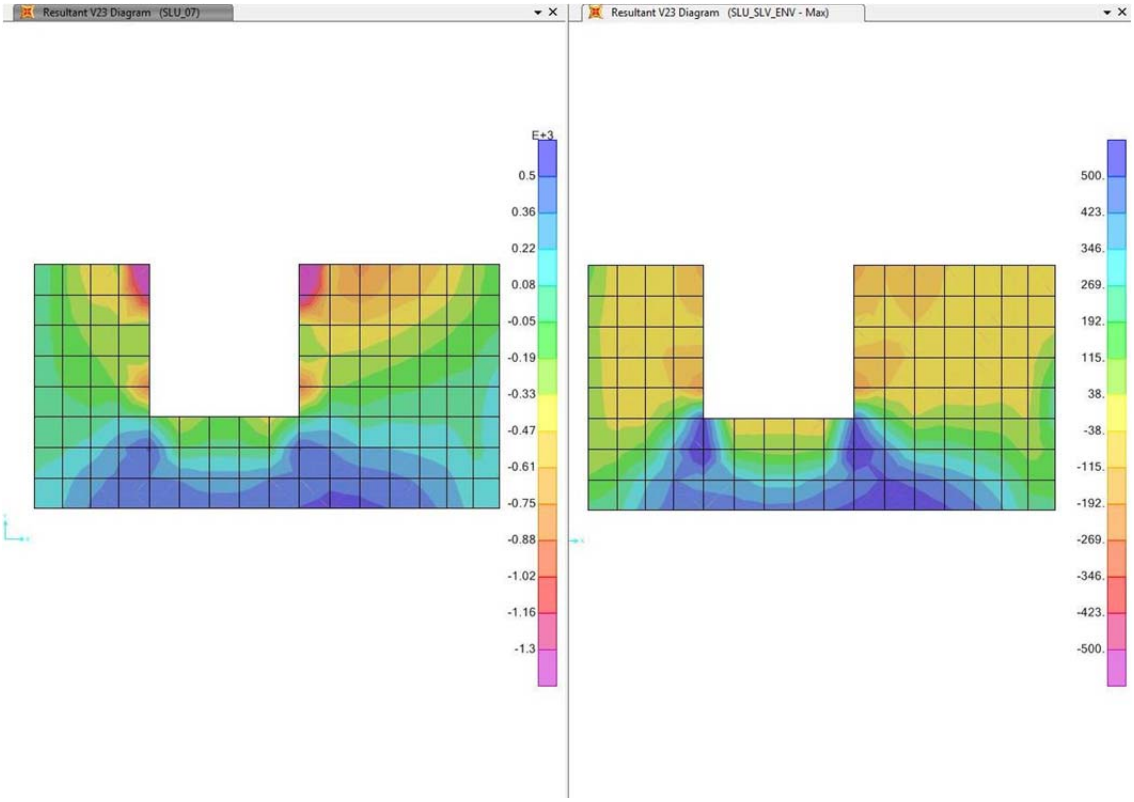


FIG. 12.30 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V23

12.4.8. Torrino

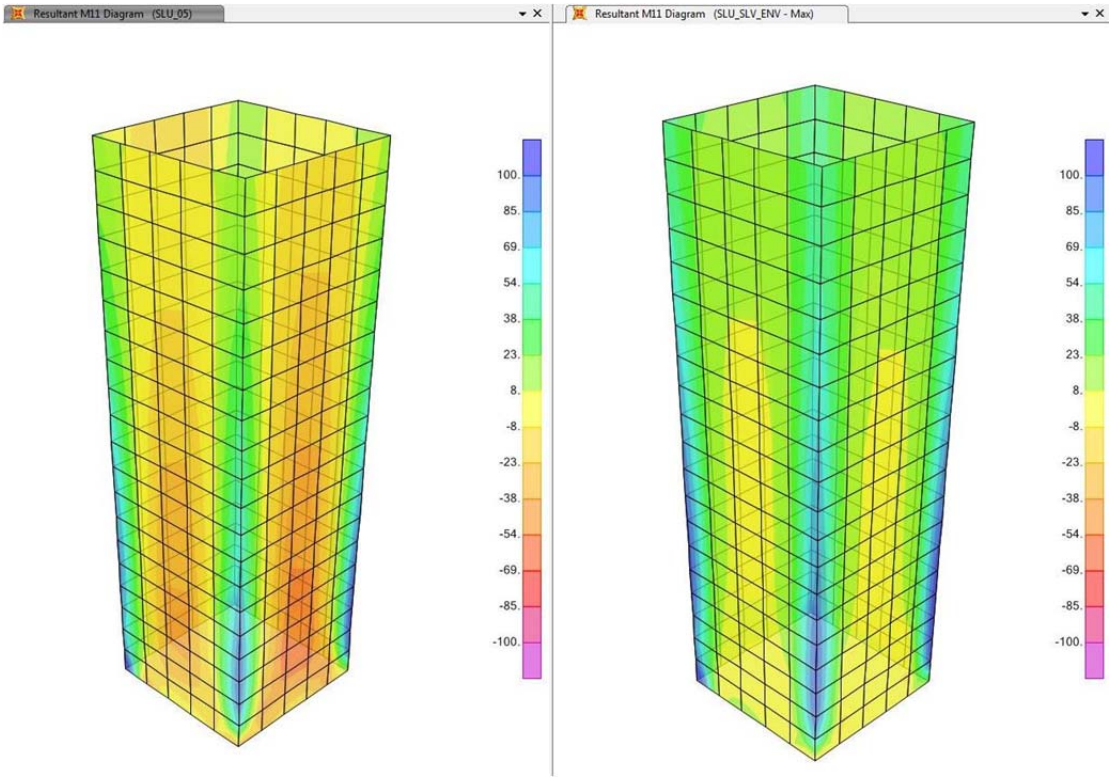


FIG. 12.31 - TORRINO: MOMENTO M11

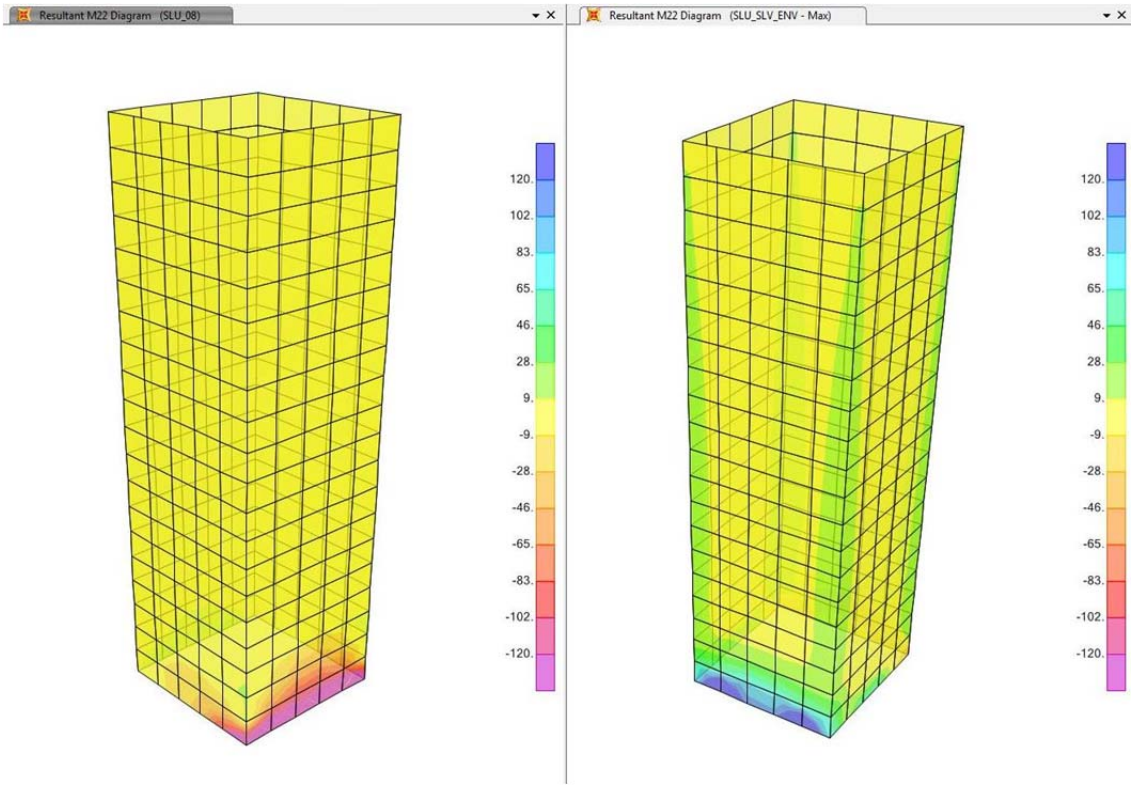


FIG. 12.32 - TORRINO: MOMENTO M22

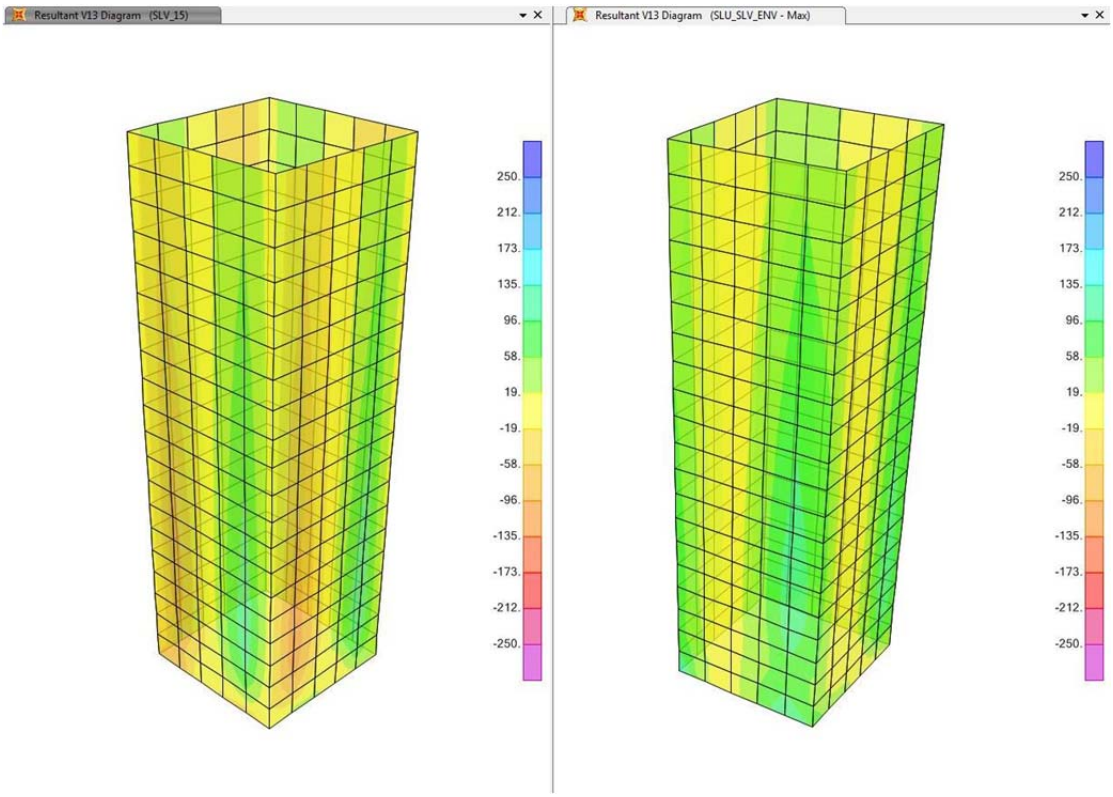


FIG. 12.33 - TORRINO: TAGLIO V13

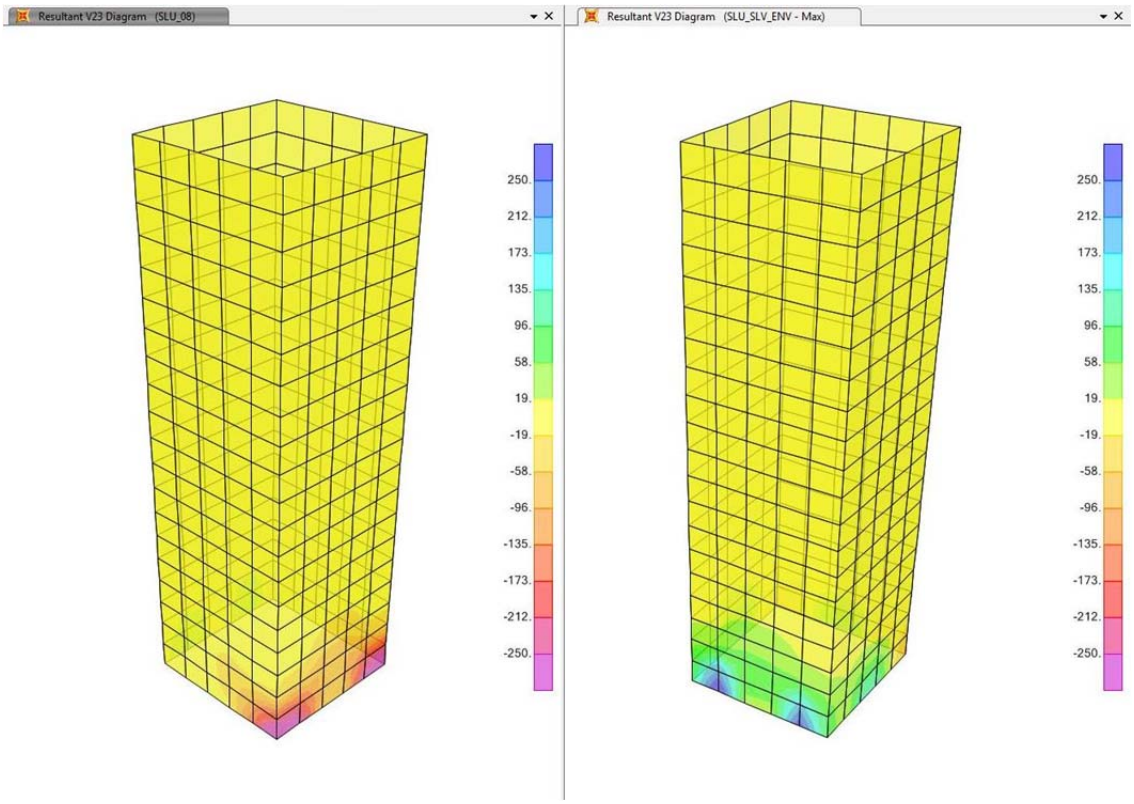


FIG. 12.34 - TORRINO: TAGLIO V23

12.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali vengono svolte considerando le massime sollecitazioni desunte dal modello di calcolo con le seguenti modalità:

- Sollecitazioni lungo il perimetro della membratura (parete o soletta): valore valutato a filo della membratura ortogonale (per es. le sollecitazioni lungo il perimetro di una soletta vengono valutate sul filo interno delle pareti aggettanti da tale soletta);
- Sollecitazioni in campata: massimo valore di calcolo.

In presenza di concentrazioni di sforzo in corrispondenza di punti singolari, i valori di sollecitazione vengono valutati come valore medio sulla larghezza della sezione di verifica (B = 100 cm).
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) vengono condotte in condizione di flessione semplice trascurando la componente di compressione dell'azione assiale.
Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) vengono condotte considerando cautelativamente un'azione assiale di compressione pari a circa il 50% di quella effettivamente presente.

12.5.1. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione presenta spessore di 100 cm. L'armatura corrente prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ22/20 ad estradosso
  barre Φ22/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ22/20 ad estradosso
  barre Φ22/20 ad intradosso

Lungo il perimetro della soletta, all'incastro quindi con le pareti esterne, l'armatura di intradosso (sia in direzione X che Y) viene rinforzata infittendo il passo (barre Φ22/10); in corrispondenza delle due pareti Reggispinta (sp. 100 cm) anche l'armatura di estradosso in direzione X viene rinforzata infittendo il passo (barre Φ22/10).

In campata viene rinforzata l'armatura di estradosso in direzione Y infittendone il passo (barre Φ22/10).

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.50 m si dispongono spilli Φ12/20×20 con funzione di armatura a taglio, mente nel resto della soletta si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Allo Stato Limite Ultimo (SLU) le verifiche vengono svolte sia per la fase provvisoria (sollecitazioni riportate nel cap. 11.4.1) che per la fase definitiva (sollecitazioni riportate nel cap. 12.4.1).

TAB. 12.1: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

FASE PROVVISORIA

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"
	38.2	38.2	38.2	38.2
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	19.1	19.1	19.1	19.1
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	340	-1100	330	-975
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	1338.00	-1338.00	1301.00	-1301.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	3.94	1.22	3.94	1.33

FASE DEFINITIVA

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"
	38.2	38.2	38.2	38.2
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	19.1	19.1	19.1	19.1
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	900	-340	920	-710
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	1338.00	-1338.00	1301.00	-1301.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.49	3.94	1.41	1.83

TAB. 12.2: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A TAGLIO SLU

FASE PROVVISORIA **FASE DEFINITIVA**

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"
	38.2	38.2	38.2	38.2
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	19.1	19.1	19.1	19.1
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
V_{Ed} [kNm]	926	600	1100	1400
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	386.00	382.00	386.00	382.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	2639.00	2574.00	2639.00	2574.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	2333.00	2278.00	2333.00	2278.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI	SI	SI

TAB. 12.3: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"
	38.2	38.2	38.2	38.2
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	19.1	19.1	19.1	19.1
N_{Ed} [kN]	-250	-60	-400	-20
M_{Ed} [kNm]	700	-260	720	-540
σ_c [N/mm^2]	-6.70	-2.10	-6.20	-4.40
σ_s [N/mm^2]	186.00	73.00	181.00	168.00
w [mm]	0.20	-	0.19	0.18

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.2. Pareti Reggispinta (sp. 100 cm)

Le pareti presentano spessore di 100 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ22/20 lato esterno
  barre Φ22/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ22/20 lato esterno
  barre Φ22/20 lato interno

In direzione verticale l'armatura lato esterno viene pesantemente rinforzata in campata passando ad un doppio livello di barre Φ25/10 per assorbire le sollecitazioni che si verificano in fase provvisoria.

In direzione orizzontale all'incastro con le pareti si dispongono sia sul lato interno che su quello esterno ulteriori barre Φ22/20 in modo da ottenere un'armatura resistente costituita da barre Φ22/10; in campata invece l'armatura lato esterno viene pesantemente rinforzata passando ad un doppio livello di barre Φ25/10 per assorbire anche in questo caso le sollecitazioni che si verificano in fase provvisoria.

Per quanto riguarda invece l'armatura resistente a taglio, dato che la sollecitazione più significativa è quella che si ha in fase di spinta e che quindi interessa la parte centrale della parete, sull'intera superficie della stessa si dispongono spilli Φ12/20×20.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Allo Stato Limite Ultimo (SLU) le verifiche vengono svolte sia per la fase provvisoria (sollecitazioni riportate nel cap. 11.4.2) che per la fase definitiva (sollecitazioni riportate nel cap. 12.4.2).

TAB. 12.4: PARETI REGGISPINTA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

FASE PROVVISORIA

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø25/10" + 1Ø25/10"	1Ø22/20"	1Ø25/10" + 1Ø25/20"	1Ø22/20"
	98.2	38.02	73.6	19.01
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø22/20"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	19.01	38.02	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	2720	-570	1850	-600
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	3190.00	-685.00	2405.00	-675.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.17	1.20	1.30	1.13

FASE DEFINITIVA

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	19.01	19.01
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø22/20"	1Ø25/10" + 1Ø25/10"	1Ø22/20"	1Ø25/10" + 1Ø25/20"
	38.02	98.2	19.01	73.6
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	1000	-300	360	-250
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	1338.00	-746.00	675.00	741.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.34	2.49	1.88	2.96

TAB. 12.5: PARETI REGGISPINTA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	FASE PROVVISORIA		FASE DEFINITIVA	
	DIR. ORIZ. (V13)	**DIR. VERT. (V23)**	**DIR. ORIZ. (V13)**	**DIR. VERT. (V23)**
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø25/10" + 1Ø25/10"	1Ø22/20"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	98.2	19.01	38.02	19.01
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	19.01	19.01	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
V_{Ed} [kNm]	1560	2150	630	600
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	530.00	322.00	386.00	322.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	2632.00	2574.00	2639.00	2574.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	2329.00	2278.00	2333.00	2278.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI	SI	SI

TAB. 12.6: PARETI REGGISPINTA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	100	100	100	100
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	19.01	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/20"	1Ø25/10" + 1Ø25/10"	1Ø22/20"	1Ø25/10" + 1Ø25/20"
	19.01	98.2	19.01	73.6
N_{Ed} [kN]	-350	-250	0	0
M_{Ed} [kNm]	800	-220	300	-170
σ_c [N/mm^2]	-6.50	-1.70	-3.20	-1.60
σ_s [N/mm^2]	205.00	71.30	185.00	105.00
w [mm]	0.20	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.3. Pareti di Invito (sp. 70 cm)

Le pareti presentano spessore di 70 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ22/20 lato esterno
  barre Φ22/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ22/20 lato esterno
  barre Φ22/20 lato interno

In direzione verticale all'incastro con la soletta inferiore si dispongono sul lato esterno ulteriori barre Φ22/20 in modo da ottenere un'armatura resistente costituita da barre Φ22/10.

In direzione orizzontale all'incastro con la parete reggispinta l'armatura resistente viene rinforzata in modo da avere barre Φ22/10 + barre Φ16/20 al lembo esterno e barre Φ22/10 al lembo interno.

Negli altri spigoli si rinforza solamente l'armatura esterna infittendo il passo in modo da avere barre Φ22/10 al lembo esterno mantenendo le barre correnti Φ22/20 al lembo interno.

Nella campata della parete lato Pozzo Carena, nella porzione soprastante il foro per il passaggio del *microtunneling* l'armatura interna viene rinforzata infittendo il passo in modo da avere barre Φ22/10 al lembo interno mantenendo le barre correnti Φ22/20 al lembo esterno.

Per una fascia di altezza 1.50 m a partire da estradosso soletta di fondazione si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio; lungo la restante altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Allo Stato Limite Ultimo (SLU) le verifiche vengono svolte sia per la fase provvisoria (sollecitazioni riportate nel cap.11.4.3) che per la fase definitiva (sollecitazioni riportate nel cap. 12.4.3).

TAB. 12.7: PARETI DI INVITO: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

FASE PROVVISORIA

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	38.02	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/20"	1Ø22/10" + 1Ø16/20"	1Ø22/20"	1Ø22/10"
	19.01	48.1	19.01	38.02
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	740	-720	350	-240
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	892.00	903.00	855.00	-454.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.21	1.25	2.44	1.89

FASE DEFINITIVA

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10" + 1Ø16/20"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	48.1	38.02	38.02	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	900	-500	470	-200
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	1102.00	-892.00	855.00	-452.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.22	1.78	1.82	2.26

TAB. 12.8: PARETI DI INVITO: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	FASE PROVVISORIA		**FASE DEFINITIVA**	
	DIR. ORIZ. (V13)	**DIR. VERT. (V23)**	**DIR. ORIZ. (V13)**	**DIR. VERT. (V23)**
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10" + 1Ø16/20"	1Ø22/10"	1Ø22/10" + 1Ø16/20"	1Ø22/10"
	48.1	38.02	48.1	38.02
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	38.02	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
V_{Ed} [kNm]	420	510	630	600
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	344.00	314.00	344.00	314.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1798.00	1736.00	1798.00	1736.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	1105.00	1067.00	1105.00	1067.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI	SI	SI

TAB. 12.9: PARETI DI INVITO: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10" + 1Ø16/20"	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	48.1	38.02	38.02	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	-300	-350	-150	0
M_{Ed} [kNm]	680	-400	380	-150
σ_c [N/mm^2]	-8.70	-6.10	-6.10	-3.00
σ_s [N/mm^2]	228.00	144.00	164.00	140.00
w [mm]	0.22	0.12	0.14	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.4. Pareti di Collegamento (sp. 50 cm)

Le pareti presentano spessore di 50 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Da q.ta +30.10 m a q.ta +32.60 m slm:
  - Direzione verticale: barre Φ22/20 lato esterno
    barre Φ22/20 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ22/20 lato esterno
    barre Φ22/20 lato interno
- Da q.ta +32.60 m a q.ta +36.60 m slm:
  - Direzione verticale: barre Φ22/20 lato esterno
    barre Φ22/20 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ22/10 lato esterno
    barre Φ22/10 lato interno

Per una fascia di altezza 1.50 m a partire da estradosso soletta di fondazione si dispongono spilli Φ12/20×20 con funzione di armatura a taglio; lungo la restante altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/20×20.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 12.10: PARETI DI COLLEGAMENTO: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

FASE PROVVISORIA

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	19.01	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	560	-550	100	-170
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	595.00	-595.00	303.00	-303.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.06	1.08	3.03	1.78

FASE DEFINITIVA

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	19.01	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	450	-300	250	-70
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	595.00	-595.00	303.00	-303.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.32	1.98	1.21	4.33

TAB. 12.11: PARETI DI COLLEGAMENTO: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	FASE PROVVISORIA		FASE DEFINITIVA	
	DIR. ORIZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)	DIR. ORIZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	38.02	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/10"	1Ø22/20"
	38.02	19.01	38.02	19.01
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
V_{Ed} [kNm]	530	390	400	800
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	267.00	206.00	267.00	206.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1235.00	1168.00	1235.00	1168.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	759.00	1033.00	759.00	1033.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI	SI	SI
	(*)	(**)	(*)	(**)

(*) = Armatura a taglio: spilli Φ10 maglia 20 x 20

(**) = Armatura a taglio: spilli Φ12 maglia 20 x 20 su fascia di altezza 1.50 m da filo soletta

TAB. 12.12: PARETI DI COLLEGAMENTO: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	19.01	19.01
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø22/10"	1Ø22/10"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	38.02	38.02	19.01	19.01
N_{Ed} [kN]	-100	0	-400	-100
M_{Ed} [kNm]	350	-230	200	-55
σ_c [N/mm^2]	-8.50	-5.50	-7.80	-2.10
σ_s [N/mm^2]	226.00	157.00	181.00	53.00
w [mm]	0.20	0.12	0.18	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.5. Parete interna (sp. 50 cm)

La parete presenta spessore di 50 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ20/20 lato esterno
  barre Φ20/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ20/20 lato esterno
  barre Φ20/20 lato interno

In direzione verticale, all'incastro con le solette (inferiore e superiore) l'armatura esterna viene rinforzata passando ad un doppio livello di barre Φ20/10, mentre in campata l'armatura al lembo interno viene rinforzata infittendola a passo 10 cm (barre Φ20/10).

In direzione orizzontale in campata l'armatura al lembo interno viene rinforzata infittendola a passo 10 cm (barre Φ20/10).

Per una fascia di altezza 2.50 m a partire da estradosso soletta di fondazione e da intradosso soletta di copertura si dispongono spilli Φ12/20×20 con funzione di armatura a taglio; nell'intorno dell'impronta delle pareti del torrino, per una larghezza di 1.50 m si dispongono spilli Φ14/20×20. Nel resto della parete si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 12.13: PARETI INTERNA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/10"	1Ø20/10"+1Ø20/10"	1Ø20/10"
	15.7	31.4	62.8	31.4
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20'	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	120	-310	700	-440
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	263.00	-499.00	833.00	-473.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	2.19	1.61	1.19	1.08

TAB. 12.14: PARETI INTERNA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)	
b [cm]	100	100	100
h [cm]	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/10"	1Ø20/10"+1Ø20/10"	1Ø20/10"+1Ø20/10"
	31.4	62.8	62.8
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20'	1Ø20/20'
	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0
V_{Ed} [kNm]	190	785.00	1000.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	251.00	309.00	308.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	-	1176.00	1291.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	-	1041.00	1245.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI	SI
		(*)	(**)

(*) = Armatura a taglio: spilli Φ12 maglia 20 x 20 su fascia di altezza 2.50 m da filo solette
(**) = Armatura a taglio: spilli Φ14 maglia 20 x 20 su fascia di larghezza 1.50 m a cavallo pareti torrino

TAB. 12.15: PARETI INTERNA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/10"	1Ø20/10"+1Ø20/10"	1Ø20/10"
	15.7	31.4	62.8	31.4
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20'	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	-50	-280	-250
M_{Ed} [kNm]	90	-240	520	-330
σ_c [N/mm^2]	-3.30	-7.00	-14.80	-10.80
σ_s [N/mm^2]	144.00	190.00	246.00	248.00
w [mm]	-	0.16	0.23	0.23

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.6. Contropareti (sp. 30 cm)

Le pareti presentano spessore di 30 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ12/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno

All'incastro con la soletta di copertura, si dispongono sul lato esterno barre Φ20/20 verticali in luogo delle barre Φ12/20 correnti. All'incastro con la parete interna di sp. 50 cm si dispongono sul lato esterno barre Φ20/20 orizzontali in luogo delle barre Φ12/20 correnti. Lungo l'intera altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 12.16: CONTROPARETI: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø12/20"	1Ø20/20"	1Ø12/20"
	15.7	5.7	15.7	5.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.7	5.7	5.7	5.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	105	-20	100	35
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	138.00	61.00	133.00	61.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.31	3.05	1.33	1.74

TAB. 12.17: CONTROPARETI: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.7	5.7
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	60	140.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	152.00	149.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 12.18: CONTROPARETI: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø12/20"	1Ø20/20"	1Ø12/20"
	15.7	5.7	15.7	5.7
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.7	5.7	5.7	5.7
N_{Ed} [kN]	-90	0	-200	0
M_{Ed} [kNm]	80	-20 (*)	75	35 (*)
σ_c [N/mm²]	-8.70	-3.20	-8.90	-6.10
σ_s [N/mm²]	212.00	157.00	172.00	286.00
w [mm]	0.19	-	0.14	-

(*) = in favore di sicurezza la verifica viene svolta considerando il momento flettente valutato allo S.L.U.
(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.7. Soletta di copertura

La soletta di copertura presenta spessore di 70 cm. L'armatura corrente prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ20/20 ad estradosso
  barre Φ20/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ20/20 ad estradosso
  barre Φ20/20 ad intradosso

In direzione trasversale (Y) all'incastro con la parete di sp. 50 cm e nella zona adiacente al foro del torrino, ove sono presenti notevoli concentrazioni di sforzo, l'armatura al lembo teso viene rinforzata localmente infittendo il passo (barre Φ20/10) ed inserendo un secondo livello di ferri (barre Φ20/20).

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.00 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio, mente nell'intorno del foro del torrino per una larghezza di 1.00 m si dispongono spilli Φ14/20×20.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 12.19: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)		
b [cm]	100	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/10" + 1Ø20/20'	1Ø20/20"	1Ø20/10" + 1Ø20/20'
	15.7	15.7	47.1	15.7	47.1
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	170	-350	800	100	-900
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	386.00	-386.00	1027.00	382.00	1027.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	2.27	1.10	1.28	3.82	1.14

TAB. 12.20: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)	
b [cm]	100	100	100
h [cm]	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/10" + 1Ø20/20"	1Ø20/10" + 1Ø20/20"
	15.7	47.1	47.1
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0
V_{Ed} [kNm]	350.00	680.00	1450.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	247.00	338.00	337.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1801.00	1744.00	1844.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	1107.00	1072.00	1911.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI	SI
	(*)	(*)	(**)

(*) = Armatura a taglio: spilli Φ10 maglia 20 x 20 su fascia di larghezza 1.00 m da filo parete
(**) = Armatura a taglio: spilli Φ14 maglia 20 x 20 su fascia di larghezza 1.00 m da filo parete

TAB. 12.21: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)		
b [cm]	100	100	100	100	100
h [cm]	70	70	70	70	70
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/10" + 1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/10" + 1Ø20/20"
	15.7	15.7	47.1	15.7	47.1
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	-200	-40	-250	-150	-200
M_{Ed} [kNm]	120	-250	600	70	-550
σ_c [N/mm^2]	-3.10	-5.10	-9.30	-1.50	-8.50
σ_s [N/mm^2]	132.00	257.00	222.00	35.00	206.00
w [mm]	-	-	0.21	-	0.19

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.8. Torrino

Le pareti del torrino presentano spessore di 30 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Da Piano Campagna a -4.00 m:
  - Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
    barre Φ12/20 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ12/20 lato esterno
    barre Φ12/20 lato interno
  - Spille: barre Φ10/40×40

- Da -4.00 m a -10.00 m:
  - Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
    barre Φ12/20 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ14/10 lato esterno
    barre Φ14/20 lato interno
  - Spille: barre Φ10/40×40

- Da -10.00 m a -11.50 m:
  - Direzione verticale: barre Φ14/10 lato esterno
    barre Φ14/10 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ14/10 lato esterno
    barre Φ14/20 lato interno
  - Spille: barre Φ10/20×20

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE) nelle sezioni più sollecitate.

TAB. 12.22: TORRINO: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø14/10"	1Ø14/20"	1Ø14/10"	1Ø14/10"
	15.4	7.7	15.4	15.4
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø14/10"	1Ø14/10"
	7.7	7.7	15.4	15.4
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	105	-70	120	-125
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	137.00	-82.00	135.00	135.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.30	1.17	1.13	1.08

TAB. 12.23: TORRINO: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø14/10"	1Ø14/10"
	15.4	15.4
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø14/20"	1Ø14/10"
	7.7	15.4
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	230	250
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	152.00	148.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	684.00	644.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	420.00	396.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 12.24: TORRINO: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø14/10"	1Ø14/20"	1Ø14/10"	1Ø14/10"
	15.4	7.7	15.4	15.4
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø14/10"	1Ø14/10"
	7.7	7.7	15.4	15.4
N_{Ed} [kN]	-100	-120	-120	-50
M_{Ed} [kNm]	80	-50	90	-80
σ_c [N/mm^2]	-8.50	-6.80	-10.50	-9.40
σ_s [N/mm^2]	211.00	214.00	252.00	243.00
w [mm]	0.16	-	0.21	0.20

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

12.5.9. Soletta di copertura torrino

Il torrino è chiuso superiormente da una lastra prefabbricata di spessore 25 cm dotata di passo d'uomo.

L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ12/20 ad estradosso
  barre Φ12/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ12/20 ad estradosso
  barre Φ12/20 ad intradosso
- Spille: barre Φ10/40×40

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm.

Il dimensionamento viene condotto con un calcolo "convenzionale" a piastra adottando i coefficienti per il calcolo dei momenti indicati nel testo "Calcolo di lastre e piastre con la teoria elastica lineare" (Autore: Prof. Richard Bareŝ, Editore: Città Studi s.c.r.l., 1992).

Si considerano agenti il peso proprio della lastra (P = 25 kN/m^3 × 0.25 m = 6.25 kN/m^2) ed un sovraccarico Q = 21 kN/m^2 che inviluppa sia il carico accidentale (assunto cautelativamente pari a 20 kN/m^2 benché il torrino ricada all'interno di un'aiuola su cui non è previsto il transito di mezzi) che il carico della neve (0.80 kN/m^2).

Nel seguito si riportano il calcolo delle massime sollecitazioni flettenti nonché le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE) nelle sezioni più sollecitate.

TAB. 12.25: SOLETTA TORRINO: CALCOLO SOLLECITAZIONI

SOLETTA DI COPERTURA TORRINO

(lastra prefabbricata appoggiata sui quattro lati)

DIMENSIONI	a =	**3.30**	m	(direzione verticale)
	b =	**3.30**	m	(direzione orizzontale)
	γ = a / b =	**1.00**	=> si assume	**1.00**
	λ = b / a =	**1.00**	=> si assume	**1.00**

PESO PROPRIO

Pressione uniforme di intensità

P_P = **6.25** kN/mq

Campata direzione Y — c = **0.0423** (tab. 1.7)

$M_{Y,P}$ = c x P_P x a^2 = **3** kNm/m

Campata direzione X — c = **0.0423** (tab. 1.7)

$M_{X,P}$ = c x P_P x b^2 = **3** kNm/m

SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Pressione uniforme di intensità

Q = **21** kN/mq

Campata direzione Y — c = **0.0423** (tab. 1.7)

$M_{Y,Q}$ = c x Q x a^2 = **10** kNm/m

Campata direzione X — c = **0.0423** (tab. 1.7)

$M_{X,Q}$ = c x Q x b^2 = **10** kNm/m

VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

Coefficienti di combinazione: Carichi permanenti **1.30**; Carichi accidentali **1.50**

Campata direzione Y

$M_{Y,SLU}$ = **18** kNm/m

Campata direzione X

$M_{X,SLU}$ = **18** kNm/m

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Coefficienti di combinazione: Carichi permanenti **1.00**; Carichi accidentali **1.00**

Campata direzione Y

$M_{Y,SLE}$ = **13** kNm/m

Campata direzione X

$M_{X,SLE}$ = **13** kNm/m

TAB. 12.26: SOLETTA TORRINO: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)	DIREZIONE Y (M22)
b [cm]	100	100
h [cm]	25	25
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0
M_{Ed} [kNm]	18	18
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	50.00	50.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	2.78	2.78

TAB. 12.27: SOLETTA TORRINO: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	25	25
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	33	33
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	109.00	102.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 12.28: SOLETTA TORRINO: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)	DIREZIONE Y (M22)
b [cm]	100	100
h [cm]	25	25
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0
M_{Ed} [kNm]	13	13
σ_c [N/mm^2]	-3.00	-3.40
σ_s [N/mm^2]	129.00	134.00
w [mm]	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13. POZZO P2 – MANUFATTO DEFINITIVO

13.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 18 prodotto da *Computer & Structures Inc*.
Il modello di calcolo (vedere figura seguente) è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.
Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 50 cm;
- Pareti: spessore 50 cm;
- Soletta di copertura: spessore 50 cm;
- Pareti torrino: spessore 25 cm.

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno (strato I) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (20000 kN/m^3).

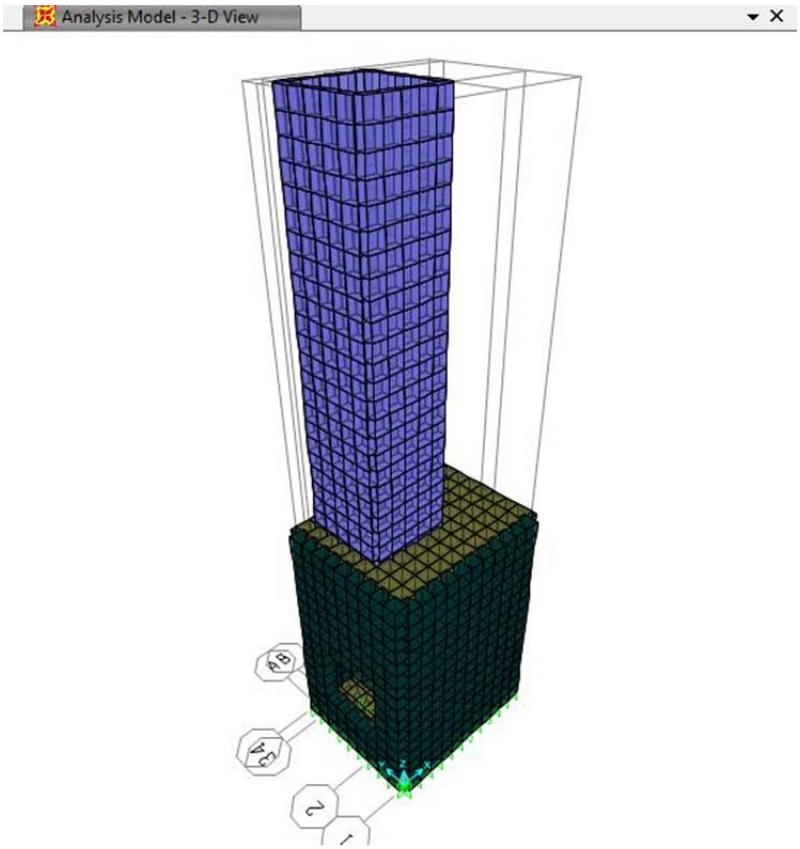


FIG. 13.1 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO

13.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio**

   Peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3.

2. **Carico permanente (ricoprimento)**

   Peso del rinterro in misto stabilizzato valutato in ragione di un peso specifico di 19 kN/m^3 ed uno spessore di rinterro di 11.5 m.

3. **Spinta del terreno**

   - Sulle pareti esterne: pressione variabile linearmente da P_1 = 65 kN/m^2 (asse soletta superiore), a P_2 = 92 kN/m^2 (quota di falda), a P_3 = 100 kN/m^2 (asse soletta inferiore).
   - Sulle pareti del torrino: pressione variabile linearmente da 0 a $P_{Tor,1}$ = 114 kN/m^2.

4. **Spinta idrostatica della falda**

   La falda idrostatica interessa gli ultimi 3 m della struttura ed è stata quindi applicata con una pressione variabile linearmente da 0 a $P_{W,1}$ = 30 kN/m^2 sulle pareti esterne e con una sottospinta uniforme $P_{W,1}$ = 30 kN/m^2 agente sulla soletta inferiore.

5. **Sovraccarico variabile in copertura**

   Considerando la diffusione dei carichi da normativa *("Schema di carico 1"* secondo cap. 5.1.3.3.5 del D.M. 14/01/2008) nell'altezza del ricoprimento (11.50 m) si ottiene un sovraccarico uniforme al livello dell'asse della soletta di copertura inferiore a Q_R = 20 kN/m^2, valore che viene quindi assunto nel calcolo come rappresentativo dei sovraccarichi stradali. Considerando poi cautelativamente la contemporanea presenza del carico da neve (Q_s = 0.80 kN/m^2), in favore di sicurezza e semplicità si assume sulla soletta di copertura un sovraccarico uniformemente distribuito $Q = Q_R + Q_s$ = 21kN/m^2. La porzione di sovraccarico che insiste sulla copertura del torrino viene applicata sotto forma di forze verticali nei nodi degli elementi di estradosso del torrino.

6. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne**

   Sulle pareti del torrino e sulle pareti esterne viene applicata in due distinte condizioni di carico, una valida per la spinta in direzione X ed una per la spinta in direzione Y, una pressione uniforme pari alla spinta indotta nel terreno dalla presenza a tergo del sovraccarico variabile sopra definito (Q = 21 kN/m^2).

   Sulla sola parete rivolta verso l'edificio più vicino, distante circa 10 m dal filo esterno delle pareti, si considera inoltre l'effetto dovuto allo scarico delle sue fondazioni. Considerando che lo scarico (140 kN/m^2) agisce su una larghezza di 3.0 m ad una profondità di circa 5 m da piano campagna, il suo effetto viene ad interessare le pareti

a partire da -15 m da P.C con un'intensità pari a 18 kN/m^2 che, considerando anche la diffusione del carico accidentale in superifice limitato alla porzione compresa tra la parete e l'edificio, raggiunge un'intensità di 26 kN/m^2: la spinta generata da tale sovraccarico viene poi applicata in favore di sicurezza sull'intera altezza della parete.

7. **Sisma su strutture (S.L.V.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.13 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

   Dato che il ricoprimento al di sopra della soletta di copertura risulta confinato lateralmente dalla paratie di micropali e dal retrostante terreno, si considera che l'azione sismica orizzontale agente su di esso si trasmetta alle paratie ed al terreno, nonché alle pareti del torrino (vedere condizione di carico successiva), senza raggiungere la sottostante soletta di copertura.

8. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.V.)**

   Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita i coefficienti di spinta sismica per lo strato I risultano pari a 0.361 (sopra falda) e 0.473 (sotto falda).

   Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 1030 kN/m contro i 680 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 350 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 7 m di altezza delle pareti con un'intensità di 50 kN/m^2.

   Sulle pareti del torrino su cui in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 158 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 20 kN/m^2.

   Tali azioni vengono applicate sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

9. **Sisma su strutture (S.L.D.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.057 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

   Dato che il ricoprimento al di sopra della soletta di copertura risulta confinato lateralmente dalla paratie di micropali e dal retrostante terreno, si considera che l'azione sismica orizzontale agente su di esso si trasmetta alle paratie ed al terreno, nonché al-

le pareti del torrino (vedere condizione di carico successiva), senza raggiungere la sottostante soletta di copertura.

10. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.D.)**

    Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Danno i coefficienti di spinta sismica per lo strato I risultano pari a 0.361 (sopra falda) e 0.473 (sotto falda).

    Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 835 kN/m contro i 680 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 155 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 7 m di altezza delle pareti con un'intensità di 22 kN/m^2.

    Sulle pareti del torrino su cui in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 70 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 9 kN/m^2.

    Tali azioni vengono applicate sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

13.3. Combinazione dei carichi elementari

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.
Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.
Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E. e S.L.D.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché per scelta progettuale in condizioni rare, oltre alla limitazione tensionale, si è verificata anche l'apertura fessura considerando i limiti più stringenti tra quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti le cui corrispondenti verifiche risultano, di conseguenza, automaticamente soddisfatte.
Per l'esplicitazione in forma tabellare delle combinazioni di carico considerate si rimanda al cap. 12.3.

13.4. Sollecitazioni

Nel seguito si riportano, per ogni elemento, le massime sollecitazioni positive e negative.

13.4.1. Soletta di fondazione

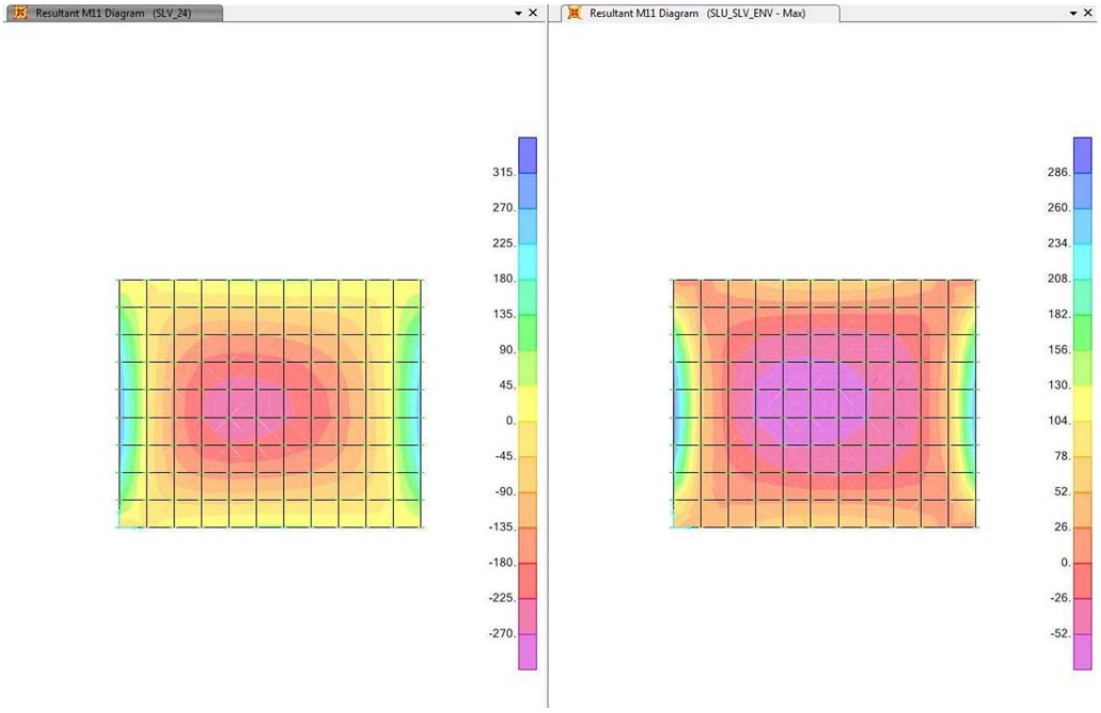


FIG. 13.2 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M11

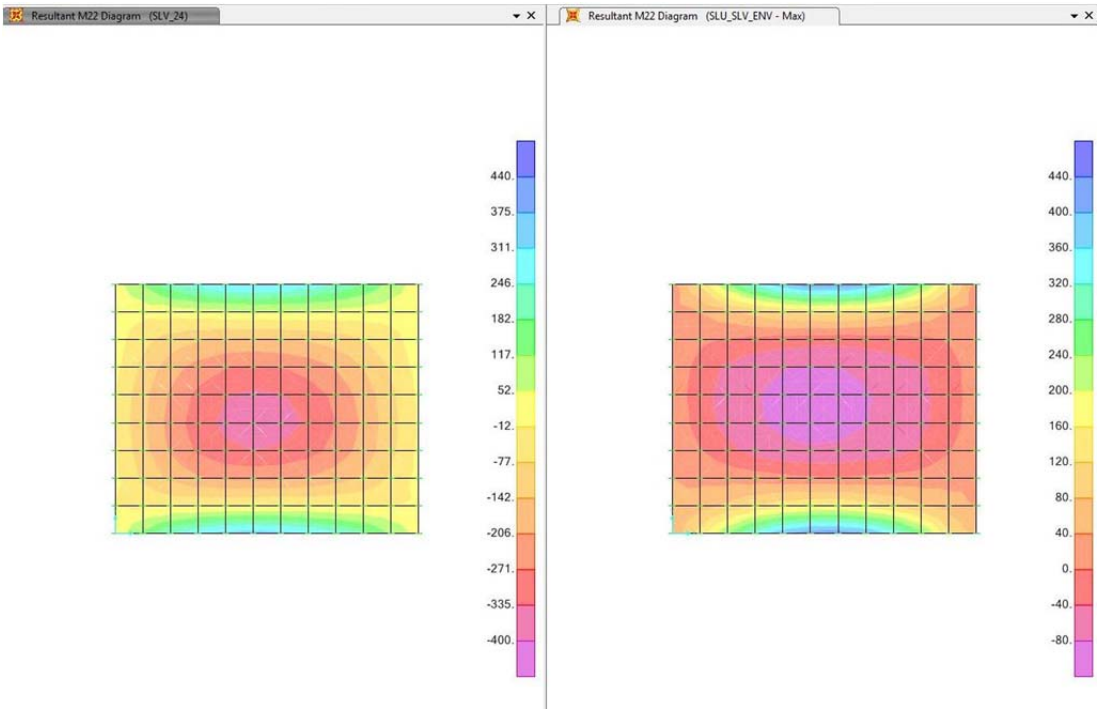


FIG. 13.3 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M22

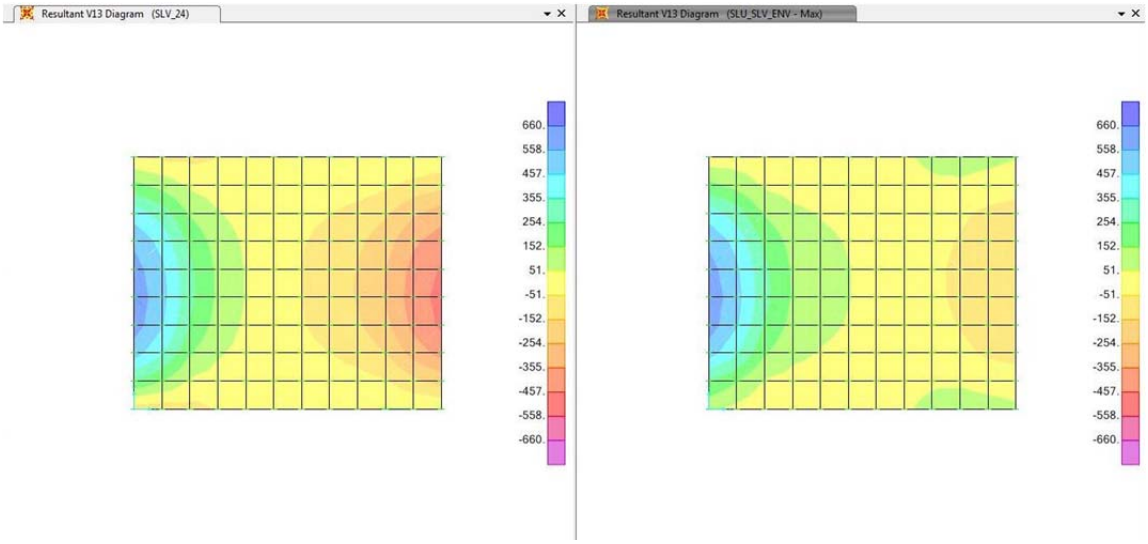


FIG. 13.4 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V13

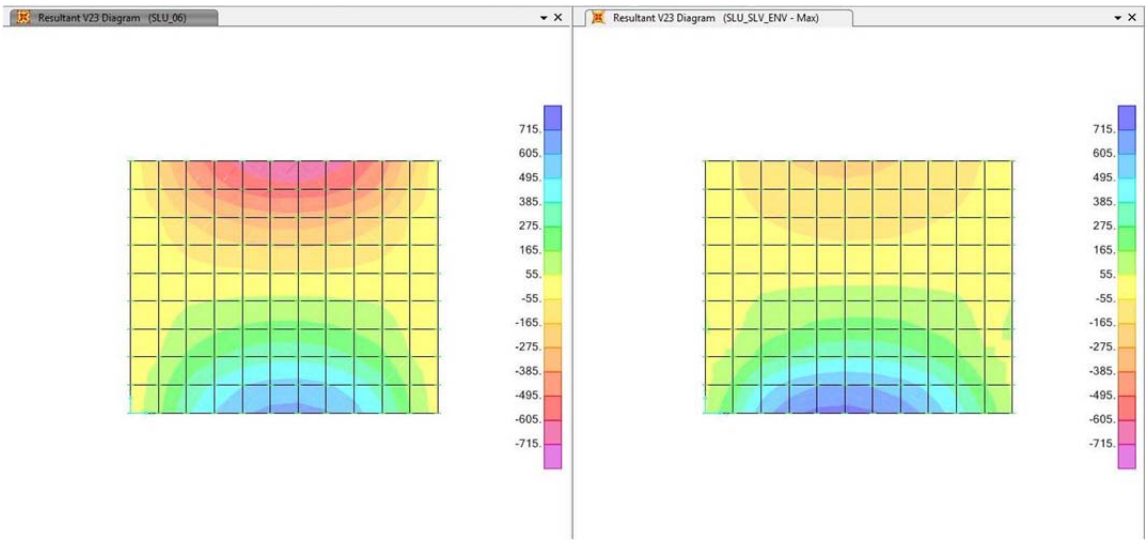


FIG. 13.5 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V23

13.4.2. Pareti

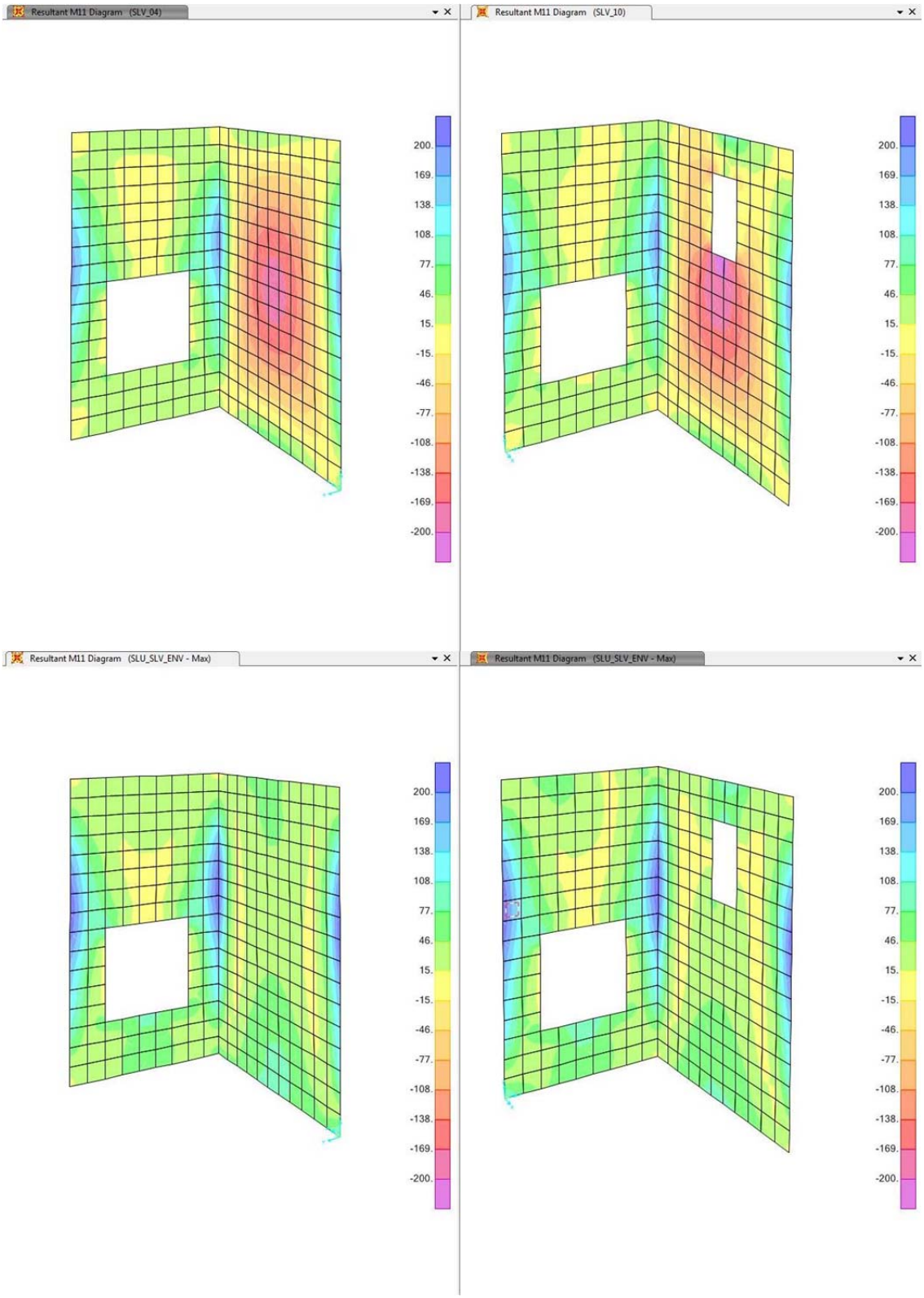


FIG. 13.6 - PARETI: MOMENTO M11

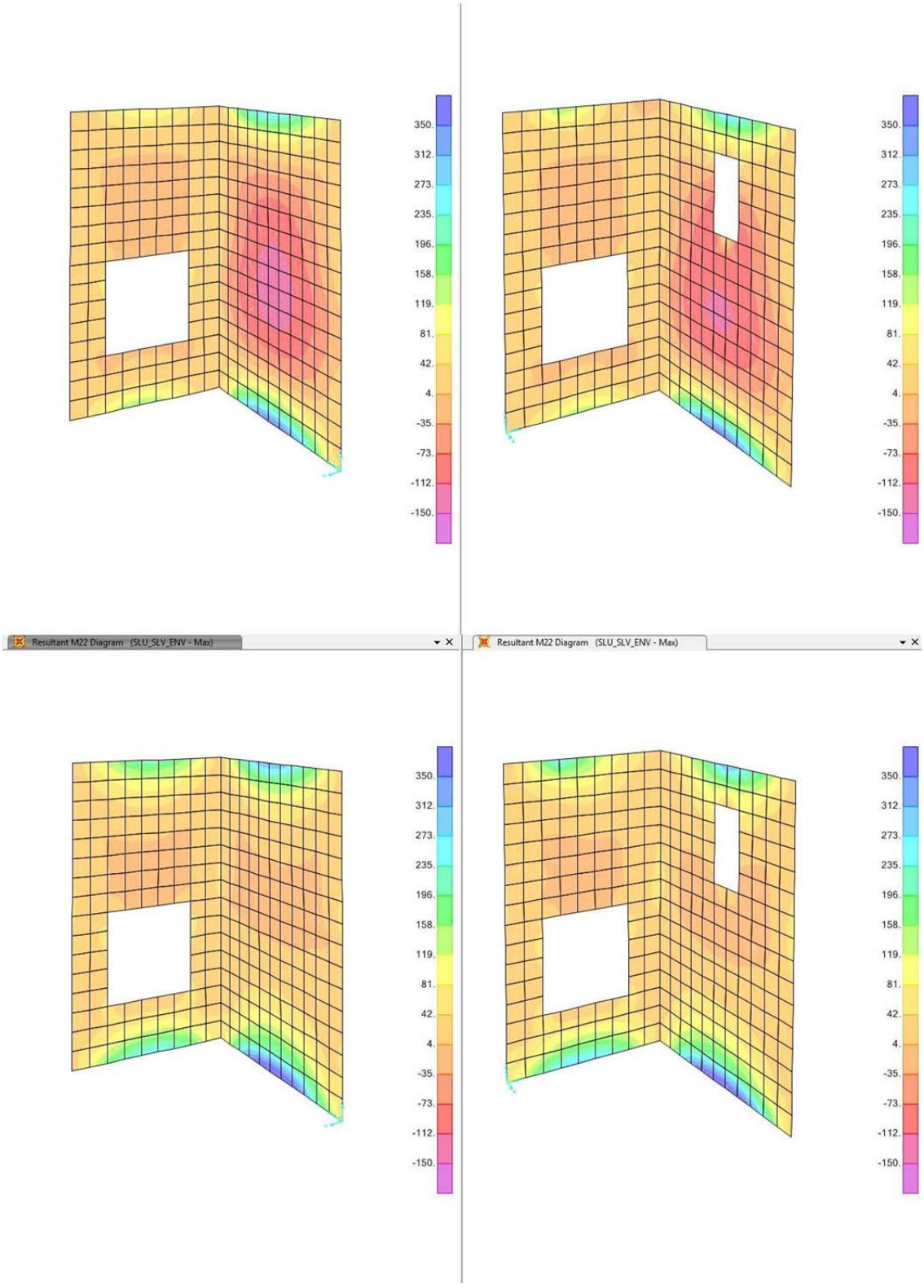


FIG. 13.7 - PARETI: MOMENTO M22

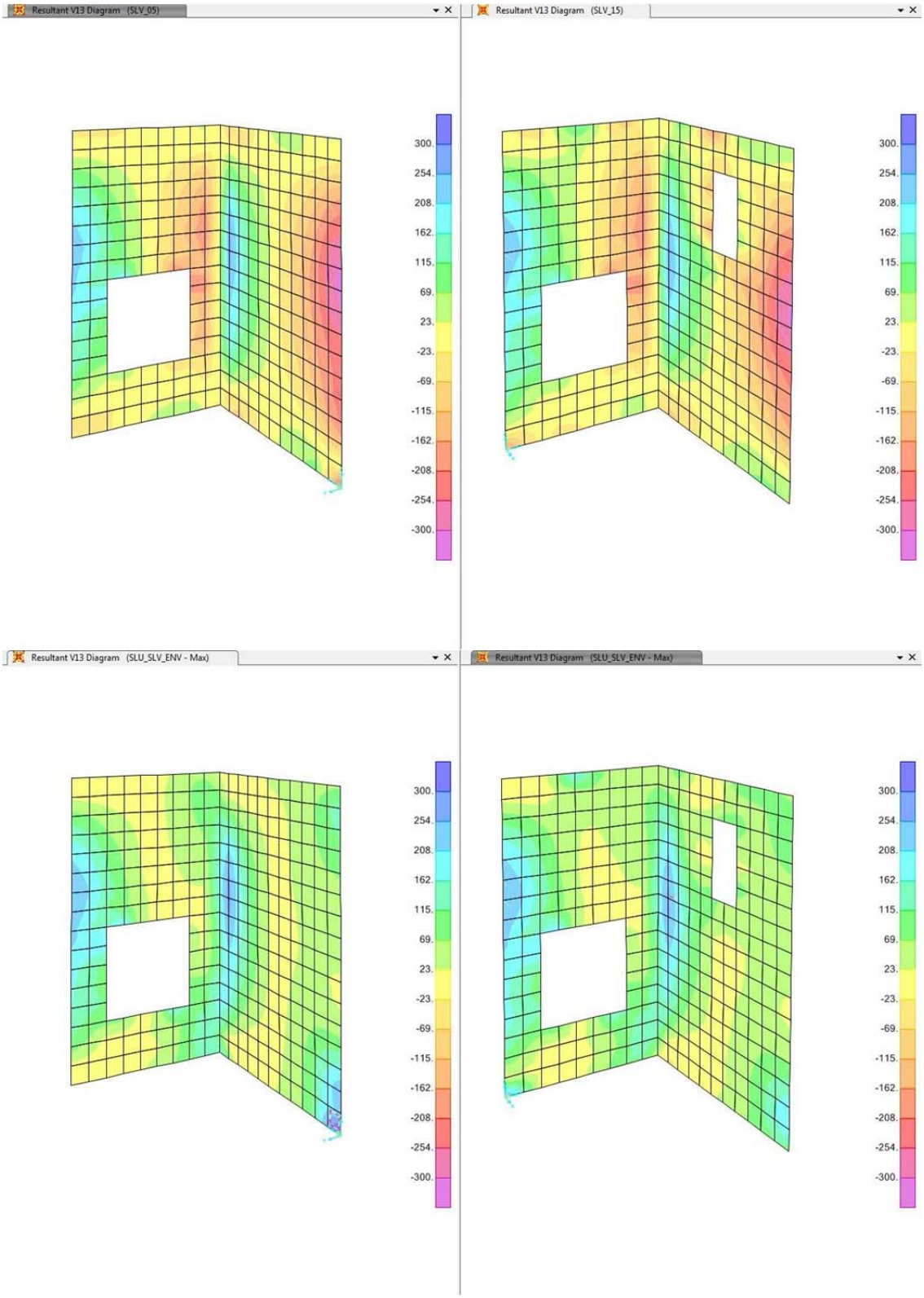


FIG. 13.8 - PARETI: TAGLIO V13

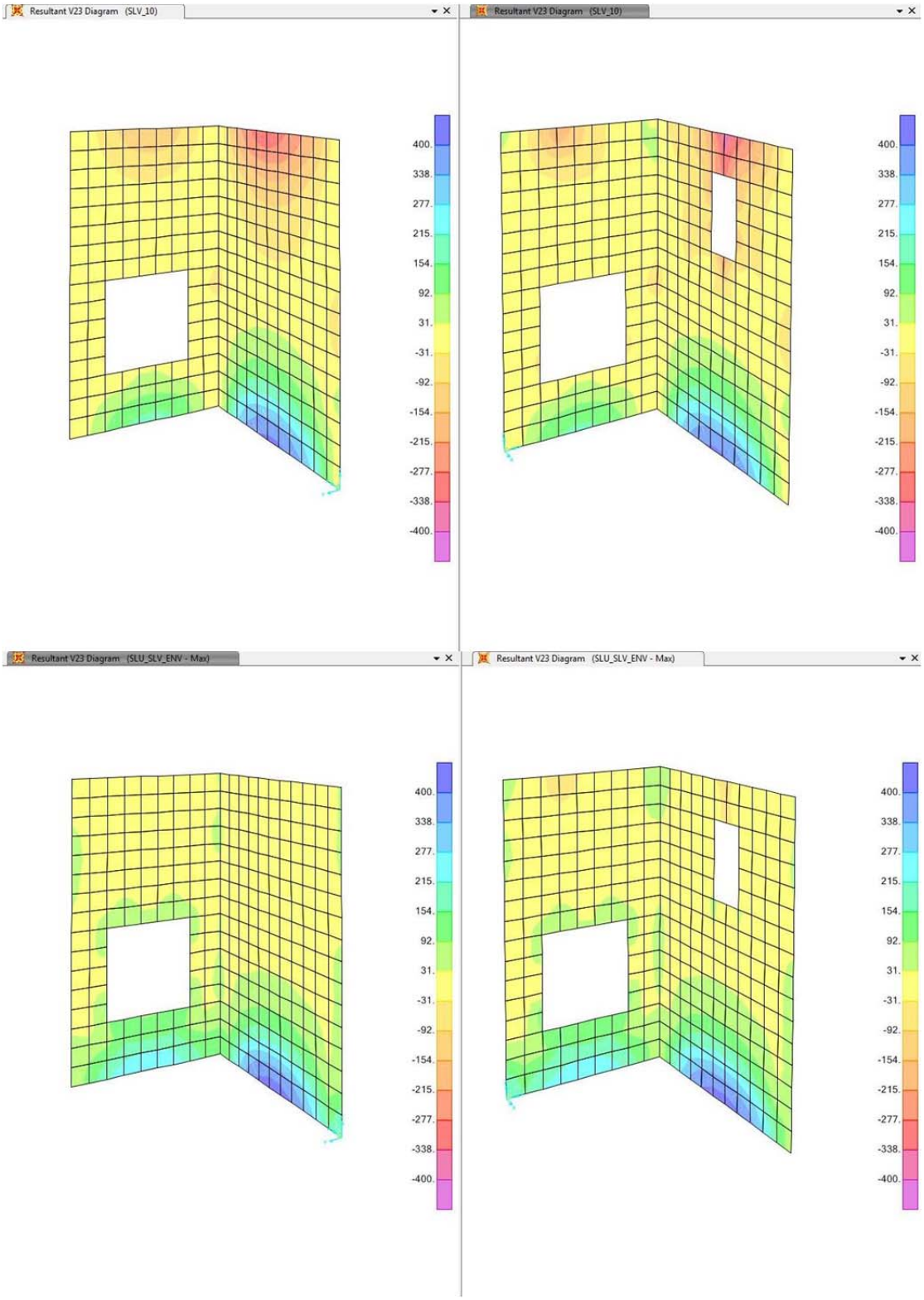


FIG. 13.9 - PARETI: TAGLIO V23

13.4.3. Soletta di copertura

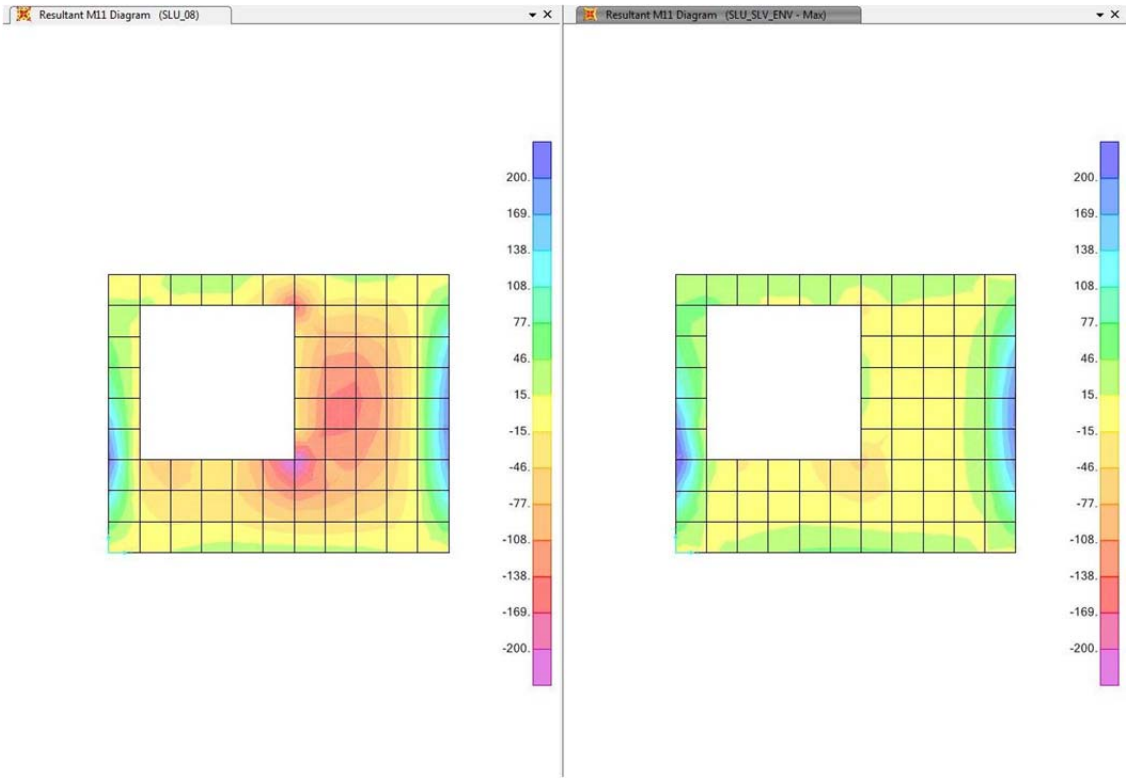


FIG. 13.10 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M11

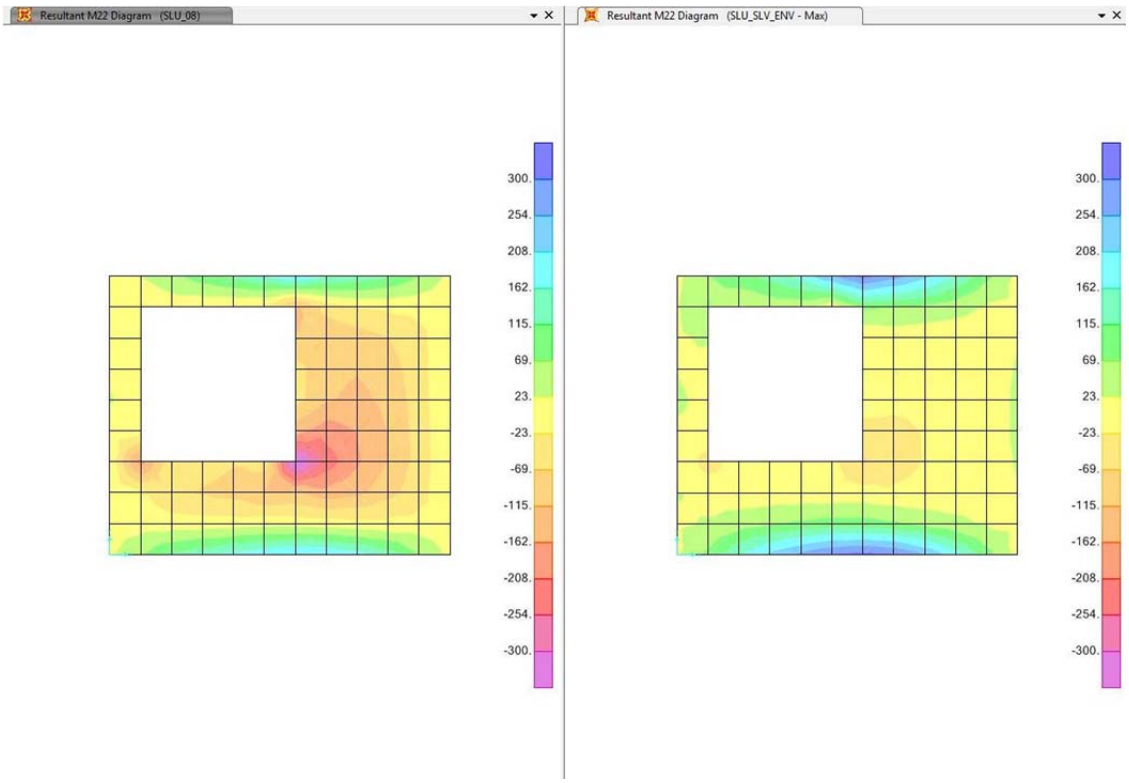


FIG. 13.11 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M22

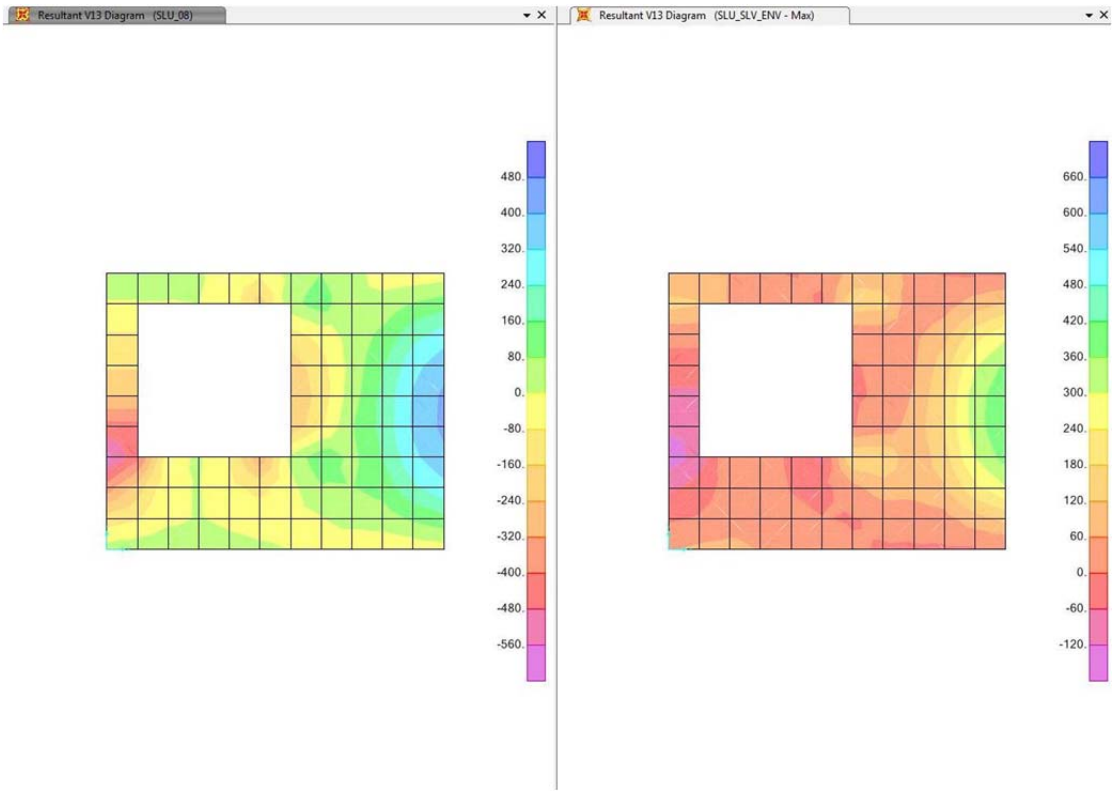


FIG. 13.12 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V13

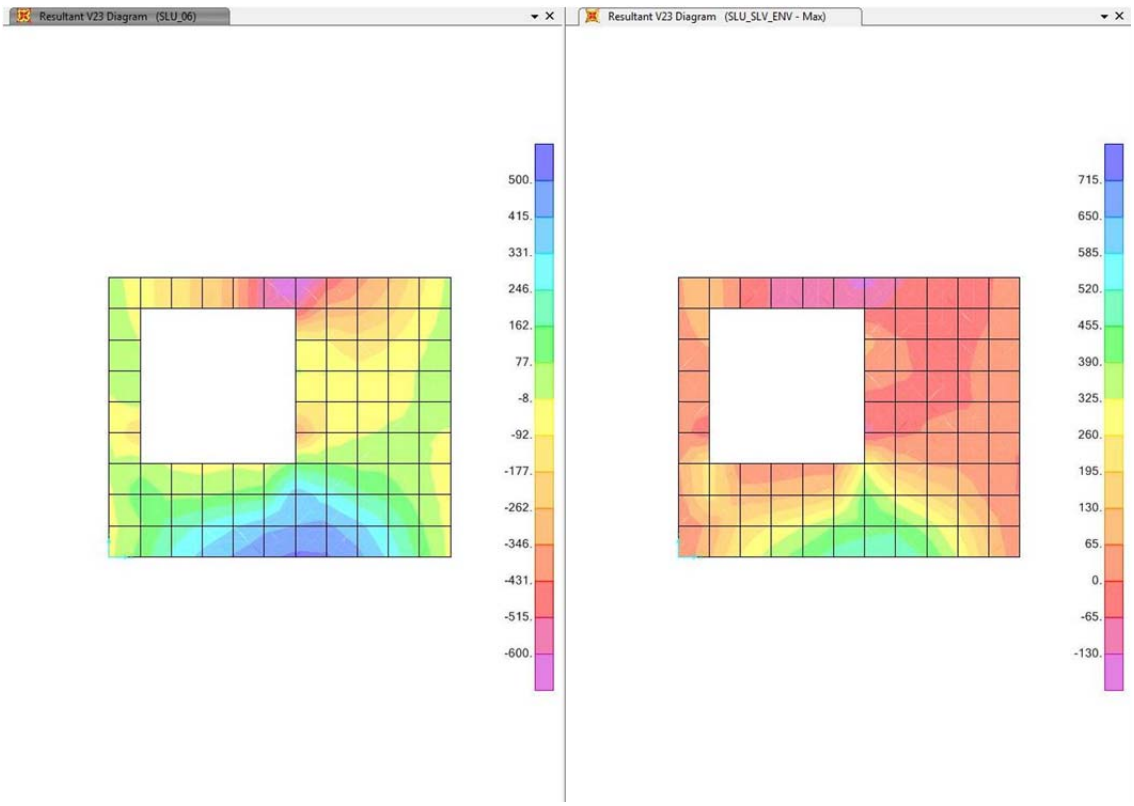


FIG. 13.13 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V23

13.4.4. Torrino

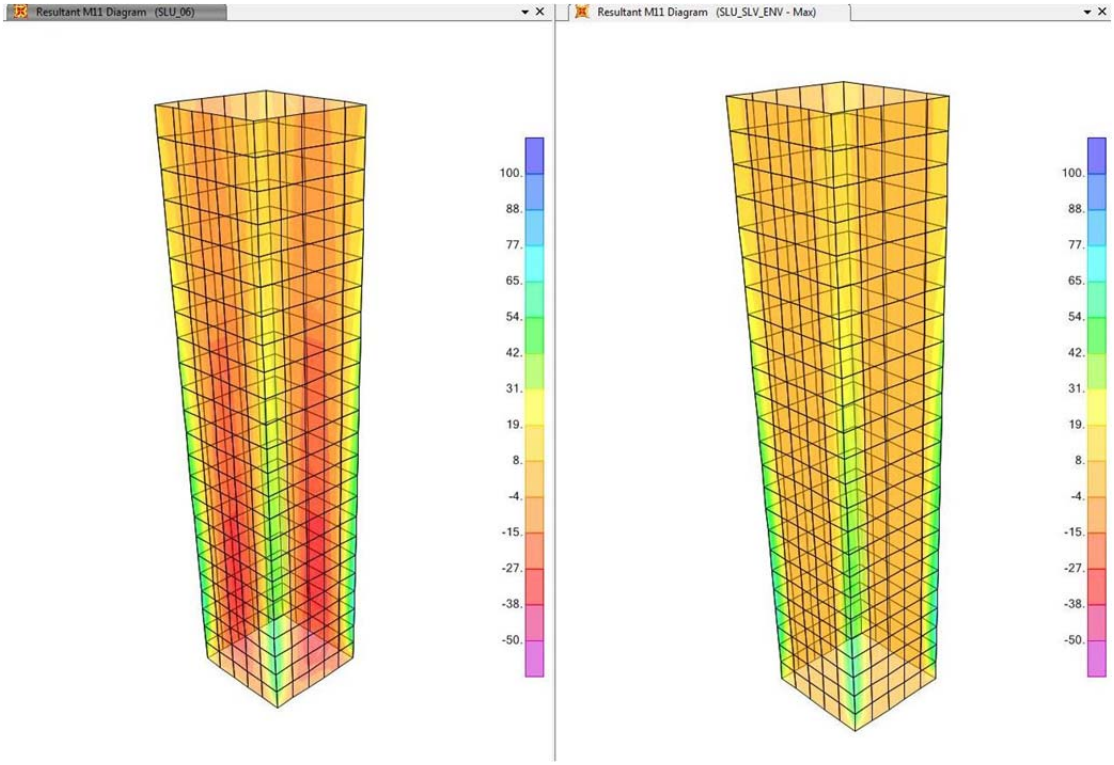


FIG. 13.14 - TORRINO: MOMENTO M11

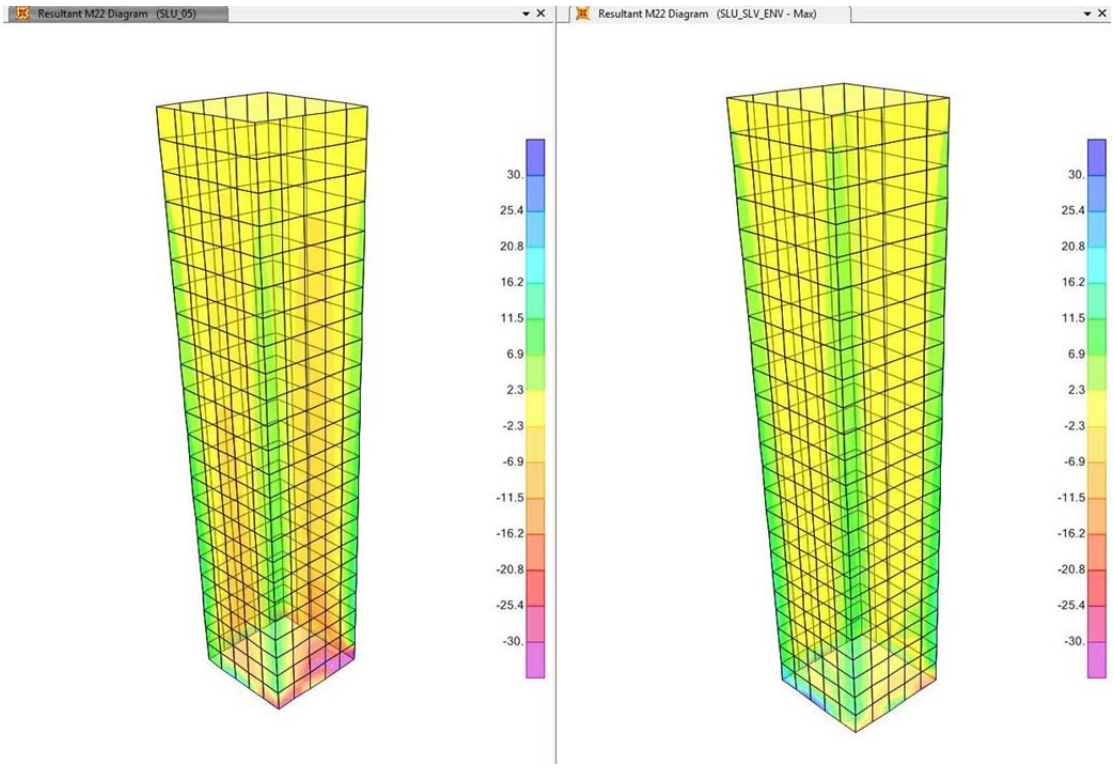


FIG. 13.15 - TORRINO: MOMENTO M22

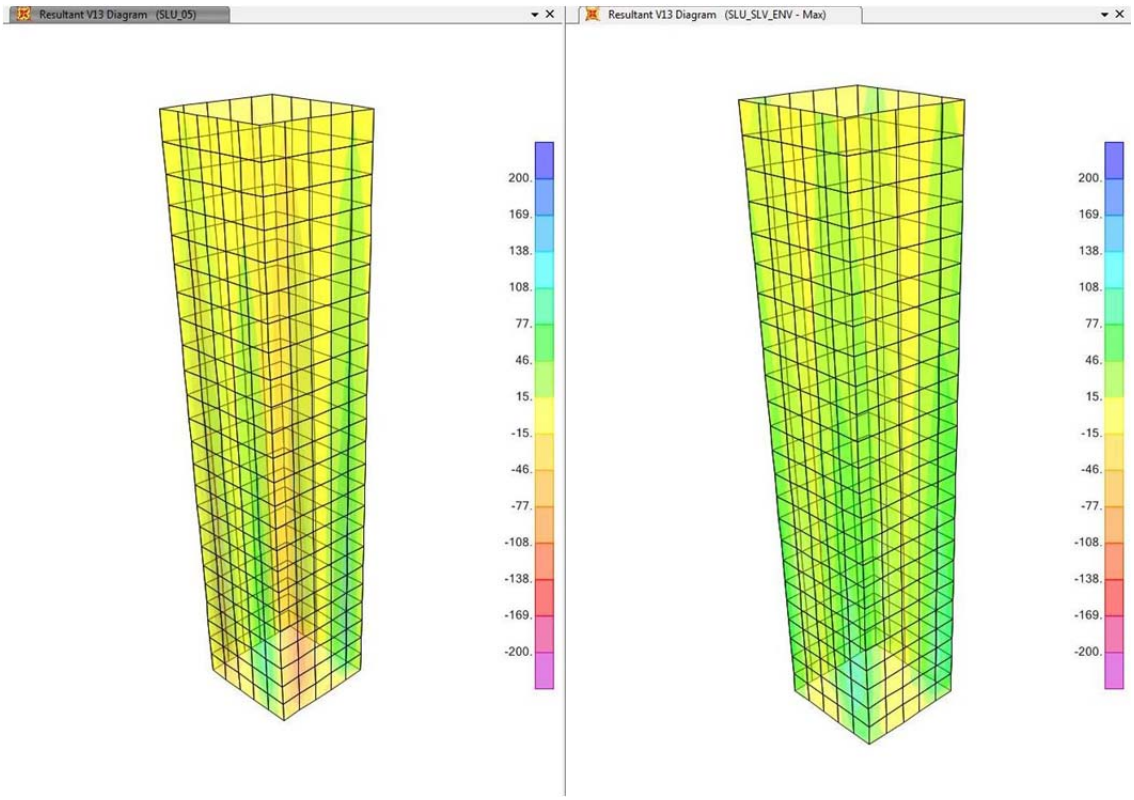


FIG. 13.16 - TORRINO: TAGLIO V13

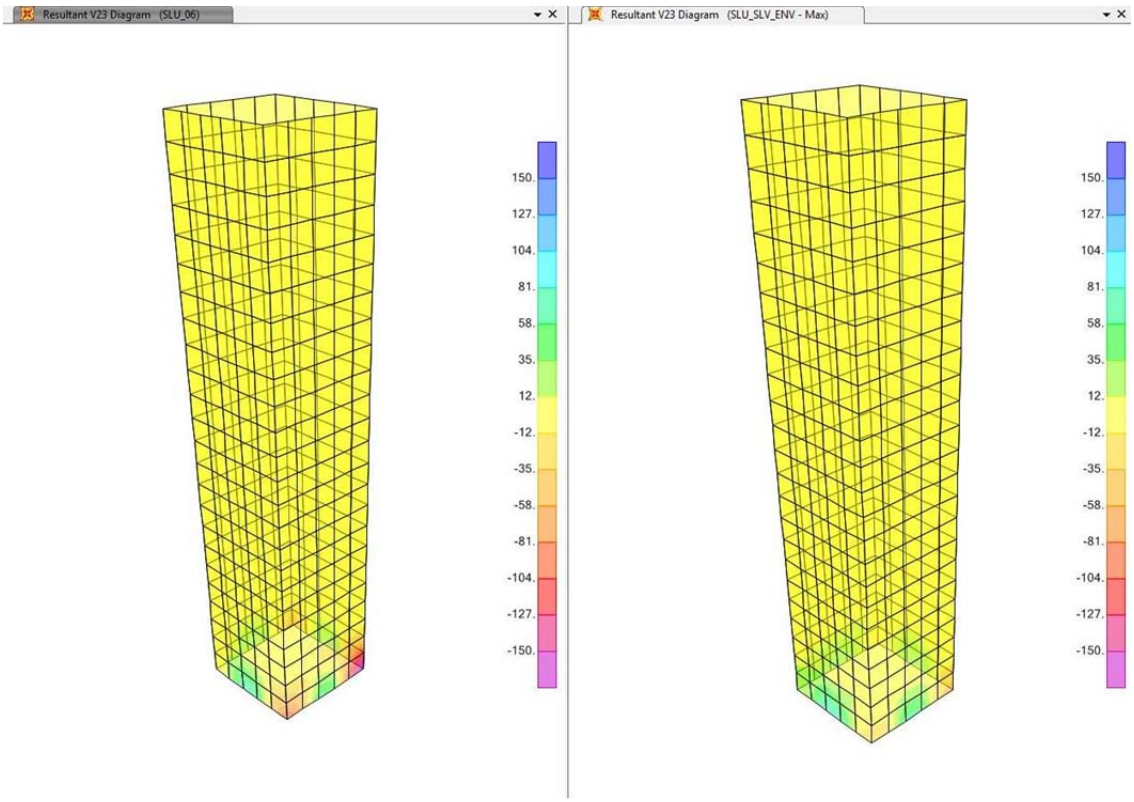


FIG. 13.17 - TORRINO: TAGLIO V23

13.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali vengono svolte considerando le massime sollecitazioni desunte dal modello di calcolo con le seguenti modalità:

- Sollecitazioni lungo il perimetro della membratura (parete o soletta): valore valutato a filo della membratura ortogonale (per es. le sollecitazioni lungo il perimetro di una soletta vengono valutate sul filo interno delle pareti aggettanti da tale soletta);
- Sollecitazioni in campata: massimo valore di calcolo.

In presenza di concentrazioni di sforzo in corrispondenza di punti singolari, i valori di sollecitazione vengono valutati come valore medio sulla larghezza della sezione di verifica (B = 100 cm).
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) vengono condotte in condizione di flessione semplice trascurando la componente di compressione dell'azione assiale.
Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) vengono condotte considerando cautelativamente un'azione assiale di compressione pari a circa il 50% di quella effettivamente presente.

13.5.1. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione presenta spessore di 50 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione longitudinale (X): barre Φ20/20 + Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ20/20 ad intradosso
- Direzione trasversale (Y): barre Φ20/20 + Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ20/20 + Φ16/20 ad intradosso

Le barre Φ16/20 ad estradosso coprono solo la campata della soletta e non le sezioni di incastro nelle pareti perimetrali.

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.50 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 13.1: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	25.8	25.8	25.8
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	15.7	15.7	25.8
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	190	-250	310	-370
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	263.00	-414.00	397.00	-397.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.38	1.66	1.28	1.07

TAB. 13.2: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	25.8
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	550	680
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	199.00	229.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1238.00	1185.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	761.00	728.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 13.3: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	25.8	25.8	25.8
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	15.7	15.7	25.8
N_{Ed} [kN]	-140	-90	-200	-90
M_{Ed} [kNm]	130	-165	240	-245
σ_c [N/mm^2]	-4.90	-5.20	-8.40	-8.10
σ_s [N/mm^2]	165.00	149.00	215.00	243.00
w [mm]	-	0.12	0.18	0.21

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.5.2. Pareti

Le pareti presentano spessore di 50 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ20/20 lato esterno
  barre Φ20/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ20/20 lato esterno
  barre Φ20/20 lato interno

All'incastro con le solette di fondazione e di copertura, si dispongono sul lato esterno ulteriori barre Φ16/20 verticali alternate alle barre correnti Φ20/20.

Per una fascia di altezza 1.00 m a partire da estradosso soletta di fondazione si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio; lungo la restante altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 13.4: PARETI: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7	25.8	15.7
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20'	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	160	-190	350	-130
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	263.00	-263.00	397.00	-259.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.64	1.38	1.13	1.99

TAB. 13.5: PARETI: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	25.8
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20'
	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	300	400.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	199.00	229.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1238.00	1185.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	761.00	728.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 13.6: PARETI: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7	25.8	15.7
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20'	1Ø20/20"
	15.7	15.7	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	-90	-60	-350	-200
M_{Ed} [kNm]	130	140	280	100
σ_c [N/mm²]	-4.90	-5.20	-9.90	-4.10
σ_s [N/mm²]	180.00	205.00	231.00	107.00
w [mm]	-	0.21	0.20	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.5.3. Soletta di copertura

La soletta di copertura presenta spessore di 50 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione longitudinale (X): barre Φ20/20 ad estradosso
  barre Φ20/20 ad intradosso
- Direzione trasversale (Y): barre Φ20/20 + Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ20/20 + Φ16/20 ad intradosso

Le barre Φ16/20 ad estradosso coprono solo la campata della soletta e non le sezioni di incastro nelle pareti perimetrali. Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.50 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 13.7: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	15.7	25.8	25.8
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	15.7	15.7	25.8
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	150	-180	210	-280
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	263.00	-263.00	397.00	-397.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.75	1.46	1.89	1.42

TAB. 13.8: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	25.8
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"
	15.7	15.7
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	520	650
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	199.00	229.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1238.00	1185.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	761.00	728.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 13.9: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	15.7	25.8	25.8
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"	1Ø20/20"+1Ø16/20"
	15.7	15.7	15.7	25.8
N_{Ed} [kN]	-80	-100	-130	-160
M_{Ed} [kNm]	130	-150	170	220
σ_c [N/mm^2]	-4.90	-5.60	-6.00	-7.40
σ_s [N/mm^2]	183.00	209.00	156.00	203.00
w [mm]	-	0.22	0.12	0.17

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

13.5.4. Torrino

Le pareti del torrino presentano spessore 25 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Da Piano Campagna a -6.00 m:
  - Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
barre Φ12/20 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ12/20 lato esterno
barre Φ12/20 lato interno
  - Spille: barre Φ10/40×40

- Da -6.00 m a -11.50 m:
  - Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
barre Φ12/20 lato interno
  - Direzione orizzontale: barre Φ12/10 lato esterno
barre Φ12/20 lato interno
  - Spille: barre Φ10/20×20

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE) per le sezioni più sollecitate , vale a dire quelle del tratto inferiore del torrino (da -6.00 m a -11.50 m dal piano campagna).

TAB. 13.10: TORRINO: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE 1 (Orizz.)		DIREZIONE 2 (Vert.)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	25	25	25	25
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/10"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	11.3	5.65	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/10"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	11.3	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	75	-38	35	-45
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	84.00	-53.00	50.00	-50.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.12	1.39	1.43	1.11

TAB. 13.11: TORRINO: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE 1	DIREZIONE 2
b [cm]	100	100
h [cm]	25	25
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/10"	1Ø12/20"
	11.3	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	160	120
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	123.00	102.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	546.00	512.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	335.00	315.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 13.12: TORRINO: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE 1 (Orizz.)		DIREZIONE 2 (Vert.)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	25	25	25	25
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/10"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	11.3	5.65	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/10"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	11.3	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	-80	-80	-50	-100
M_{Ed} [kNm]	56	28	15	-30
σ_c [N/mm^2]	-9.70	-6.20	-3.60	-7.30
σ_s [N/mm^2]	251.00	202.00	105.00	211.00
w [mm]	0.20	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

14. POZZO P3 - MANUFATTO DEFINITIVO

14.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 18 prodotto da *Computer & Structures Inc*.
Il modello di calcolo (vedere figura seguente) è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.
Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 80 cm;
- Pareti: spessore 50 cm;
- Soletta di copertura: spessore 50 cm;
- Pareti torrino: spessore 25 cm.

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno (strato III) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (100000 kN/m^3).

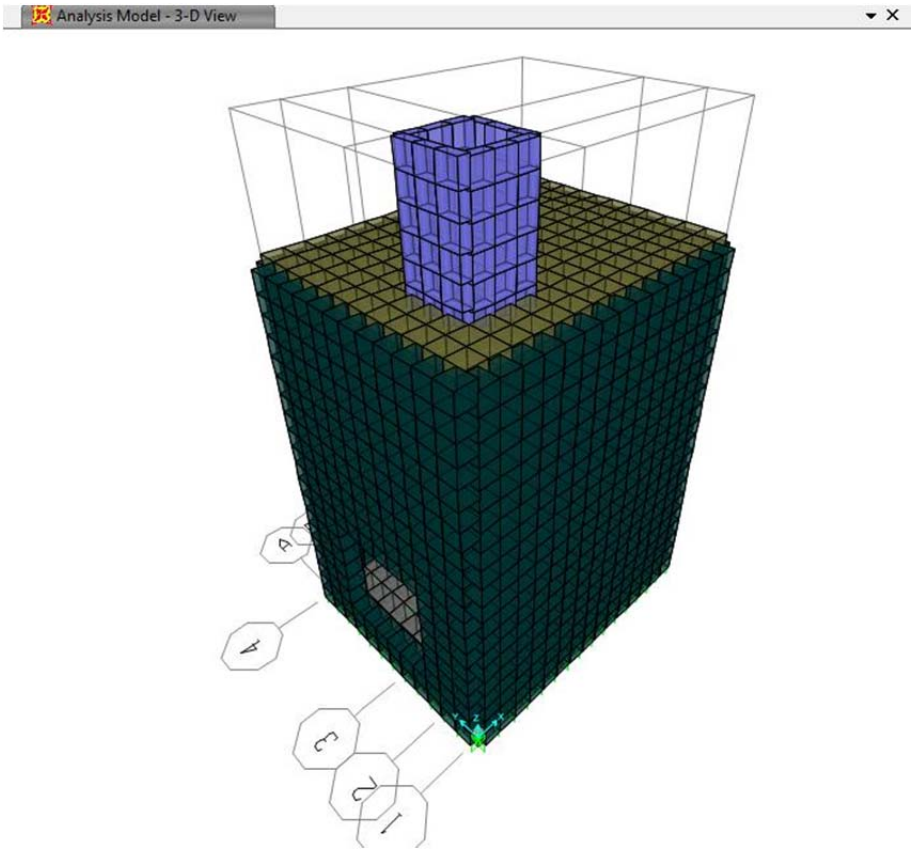


FIG. 14.1 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO

14.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio**

   Peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3.

2. **Carico permanente (ricoprimento)**

   Peso del rinterro in misto stabilizzato valutato in ragione di un peso specifico di 19 kN/m^3 ed uno spessore di rinterro di 2.5 m.

3. **Spinta del terreno**

   - Sulle pareti esterne: pressione variabile linearmente da P_1 = 16 kN/m^2 (asse soletta superiore), a P_2 = 44 kN/m^2 (base strato I, quota -8 da P.C.) e da P_{2bis} = 14 kN/m^2 (estradosso strato IIIsup, quota -8 da P.C.) a P_3 = 21 kN/m^2 (asse soletta inferiore).
   - Sulle pareti del torrino: pressione variabile linearmente da 0 a $P_{Tor,1}$ = 28.5 kN/m^2.

4. **Spinta idrostatica della falda**

   La falda idrostatica interessa gli ultimi 6 m della struttura ed è stata quindi applicata con una pressione variabile linearmente da 0 a $P_{W,1}$ = 60 kN/m^2 sulle pareti esterne e con una sottospinta uniforme di intensità $P_{W,1}$ = 60 kN/m^2 agente sulla soletta inferiore.

5. **Sovraccarico variabile in copertura**

   Considerando la diffusione dei carichi da normativa *("Schema di carico 1"* secondo cap. 5.1.3.3.5 del D.M. 14/01/2008) nell'altezza del ricoprimento (2.50 m) si ottiene un sovraccarico uniforme al livello dell'asse della soletta di copertura pari a Q_R = 20 kN/m^2, valore che viene quindi assunto nel calcolo come rappresentativo dei sovraccarichi stradali.

   Considerando poi cautelativamente la contemporanea presenza del carico da neve (Q_s = 0.80 kN/m^2), in favore di sicurezza e semplicità si assume sulla soletta di copertura un sovraccarico uniformemente distribuito Q = Q_R + Q_s = 21kN/m^2. La porzione di sovraccarico che insiste sulla copertura del torrino viene applicata sotto forma di forze verticali nei nodi degli elementi di estradosso del torrino.

6. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne**

   Sulle pareti del torrino e sulle pareti esterne viene applicata in due distinte condizioni di carico, una valida per la spinta in direzione X ed una per la spinta in direzione Y, una pressione uniforme pari alla spinta indotta nel terreno dalla presenza a tergo del sovraccarico variabile sopra definito (Q = 21 kN/m^2).

Si considera inoltre l'effetto dovuto allo scarico delle fondazioni dell'edificio più vicino, distante circa 4 m dal filo esterno delle pareti. Considerando che il corrispondente scarico (140 kN/m^2) agisce su una larghezza di 3.0 m ad una profondità di circa 3 m da piano campagna, il suo effetto viene ad interessare le pareti a partire da -7 m da P.C con un'intensità pari a 38 kN/m^2 che, considerando anche la diffusione del carico accidentale in superifice limitato alla porzione compresa tra la parete e l'edificio, raggiunge un'intensità di 46 kN/m^2. A partire da tale quota viene quindi applicata alle pareti la spinta corrispondente ad un sovraccarico uniformemente distribuito pari a 46 kN/m^2.

7. **Sisma su strutture (S.L.V.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.13 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

8. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.V.)**

   Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita i coefficienti di spinta sismica per lo strato I risultano pari a 0.361 (sopra falda) e 0.473 (sotto falda), mentre quello per lo strato IIIsup risulta pari a 0.203 (sotto falda).

   Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta invece pari a circa 450 kN/m contro i 280 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 170 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 10 m di altezza delle pareti con un'intensità di 17 kN/m^2.

   Sulle pareti del torrino su cui in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 15.4 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 6.2 kN/m^2.

   Tale azione viene applicata sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

9. **Sisma su strutture (S.L.D.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.057 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

10. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.D.)**

Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Danno i coefficienti di spinta sismica per lo strato I risultano pari a 0.315 (sopra falda) e 0.354 (sotto falda), mentre quello per lo strato IIIsup risulta pari a 0.149 (sotto falda).

Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta invece pari a circa 350 kN/m contro i 280 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 70 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 10 m di altezza delle pareti con un'intensità di 7 kN/m^2.

Sulle pareti del torrino su cui in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 6.8 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 2.7 kN/m^2.

Tale azione viene applicata sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

14.3. Combinazione dei carichi elementari

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.
Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.
Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E. e S.L.D.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché per scelta progettuale in condizioni rare, oltre alla limitazione tensionale, si è verificata anche l'apertura fessura considerando i limiti più stringenti tra quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti le cui corrispondenti verifiche risultano, di conseguenza, automaticamente soddisfatte.
Per l'esplicitazione in forma tabellare delle combinazioni di carico considerate si rimanda al cap. 12.3.

14.4. Sollecitazioni

Nel seguito si riportano, per ogni elemento, le massime sollecitazioni positive e negative.

14.4.1. Soletta di fondazione

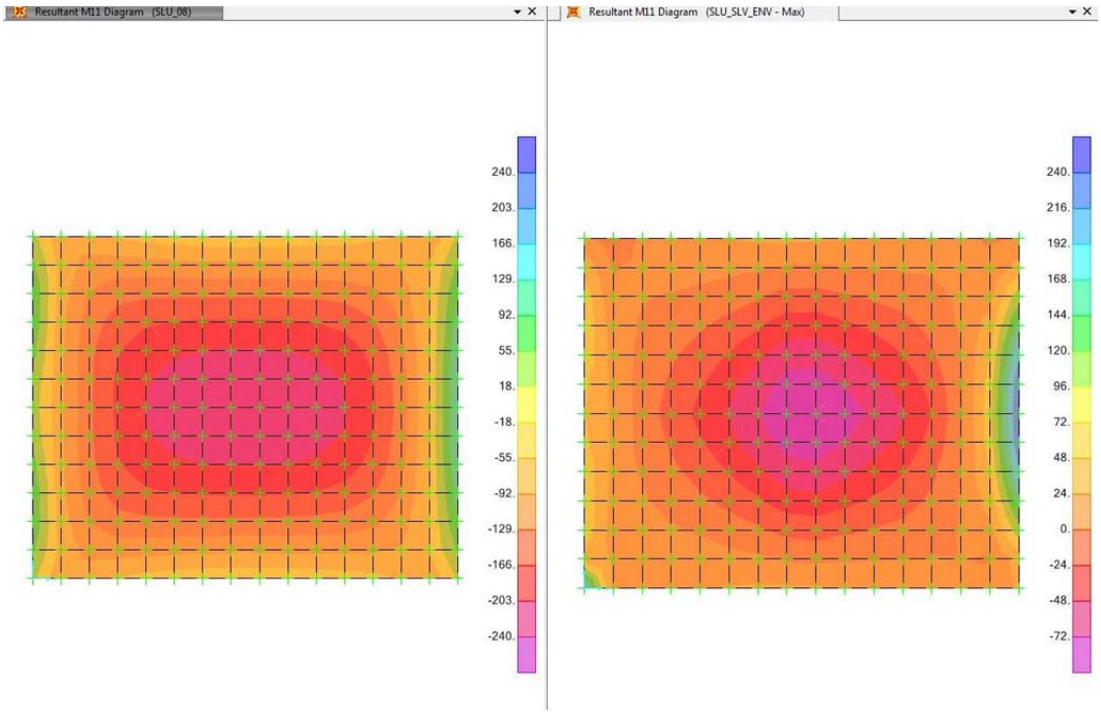


FIG. 14.2 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M11

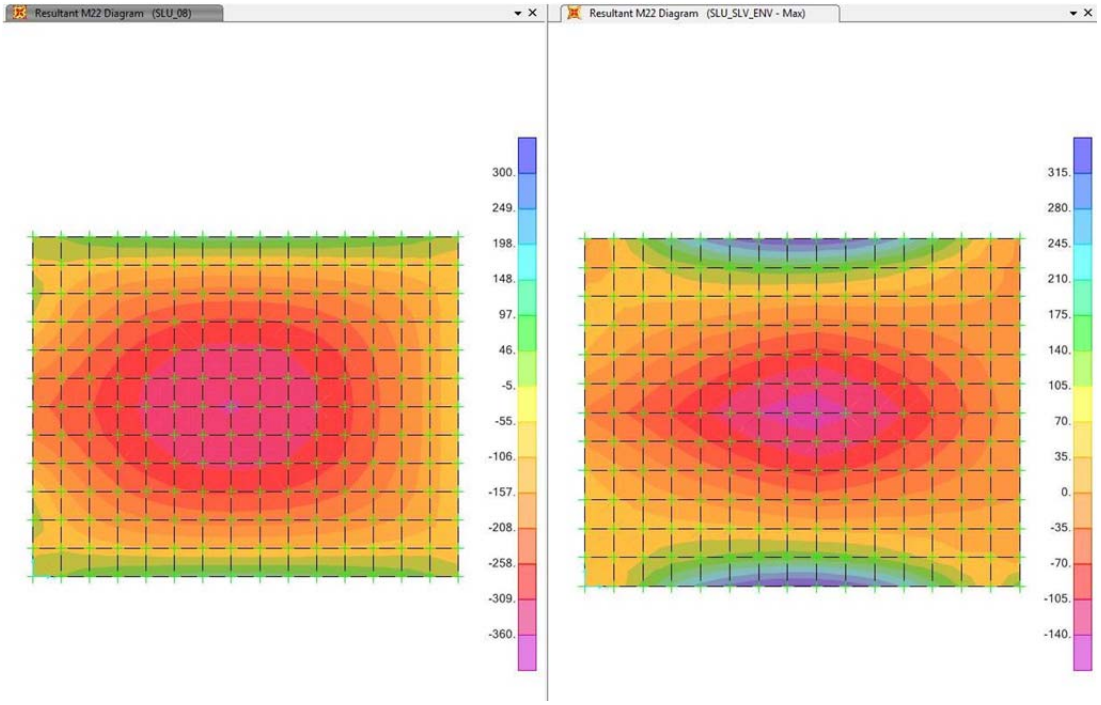


FIG. 14.3 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M22

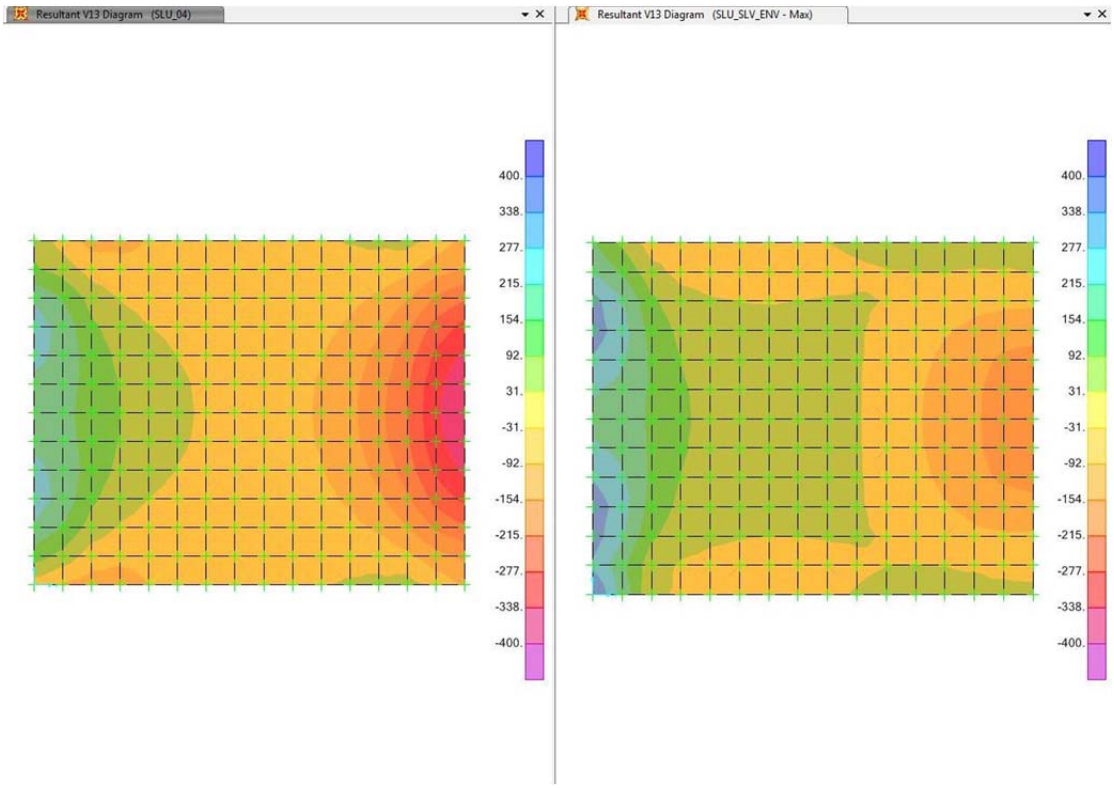


FIG. 14.4 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V13

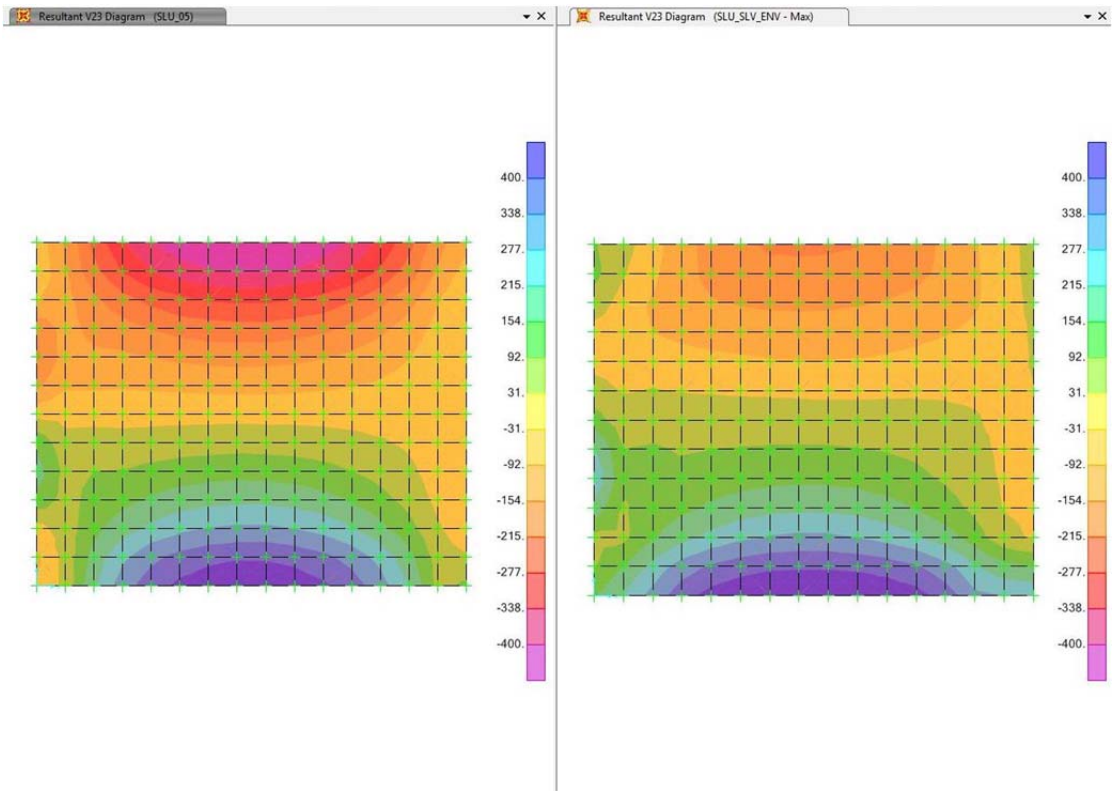


FIG. 14.5 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V23

14.4.2. Pareti

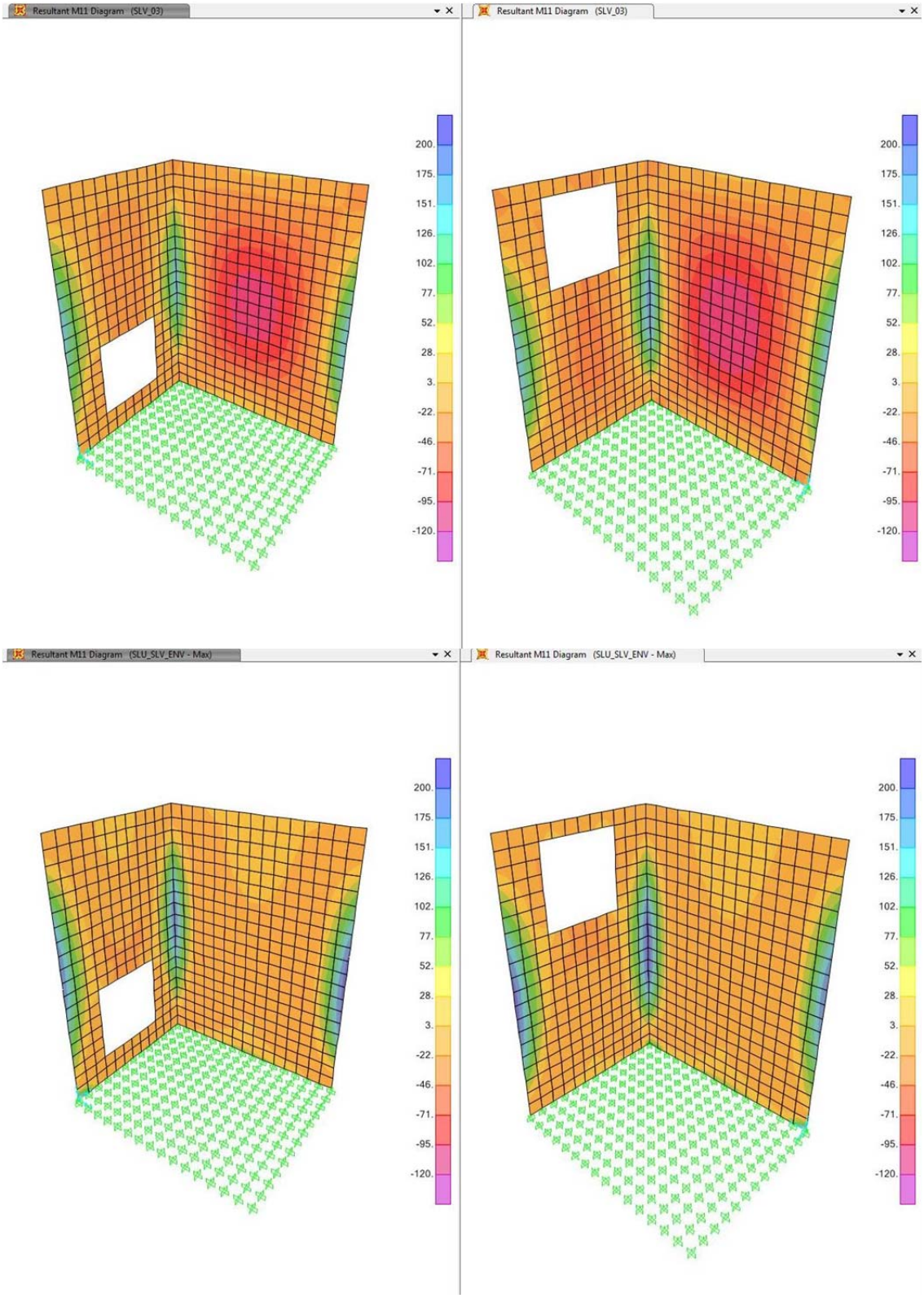


FIG. 14.6 - PARETI: MOMENTO M11

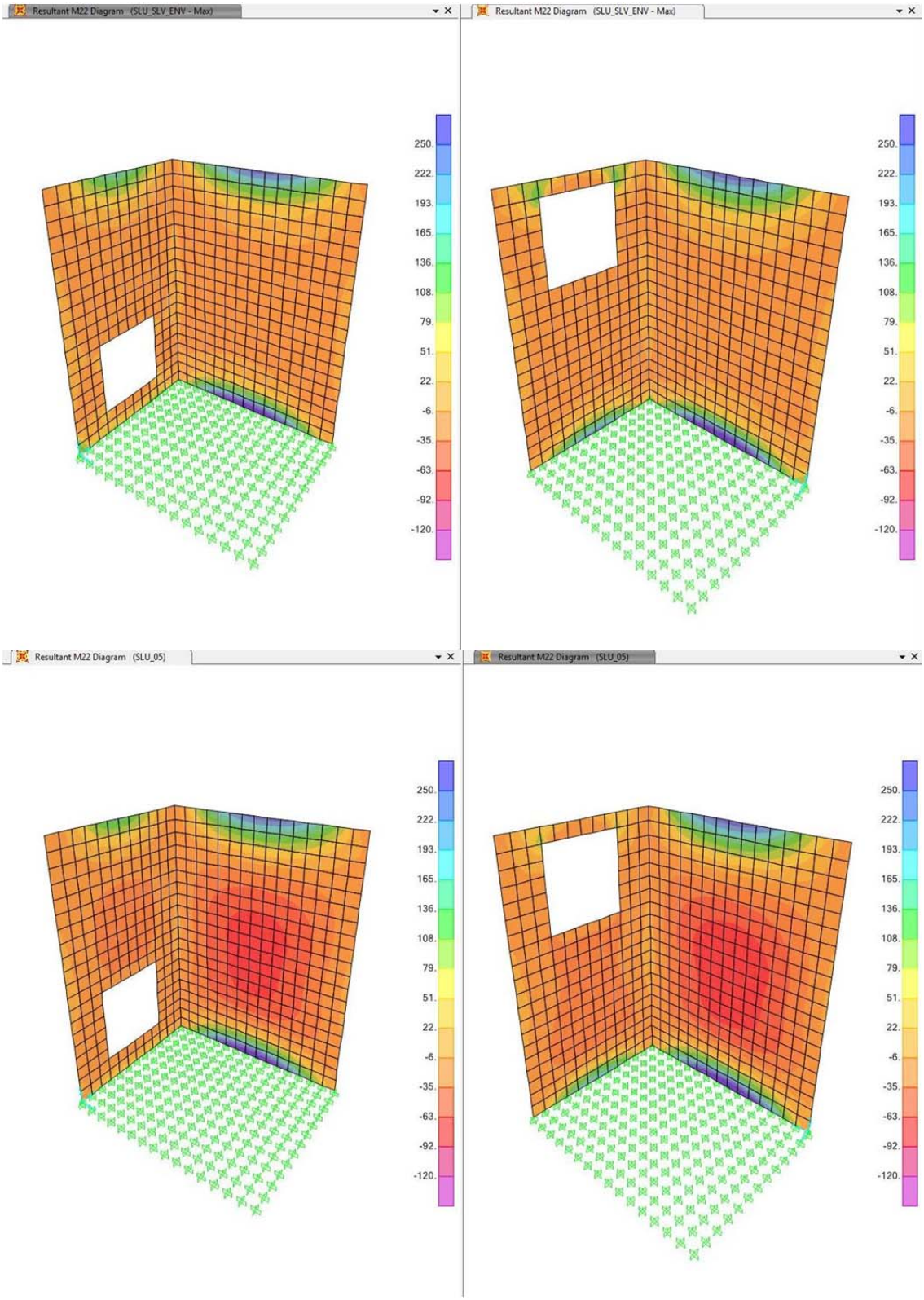


FIG. 14.7 - PARETI: MOMENTO M22

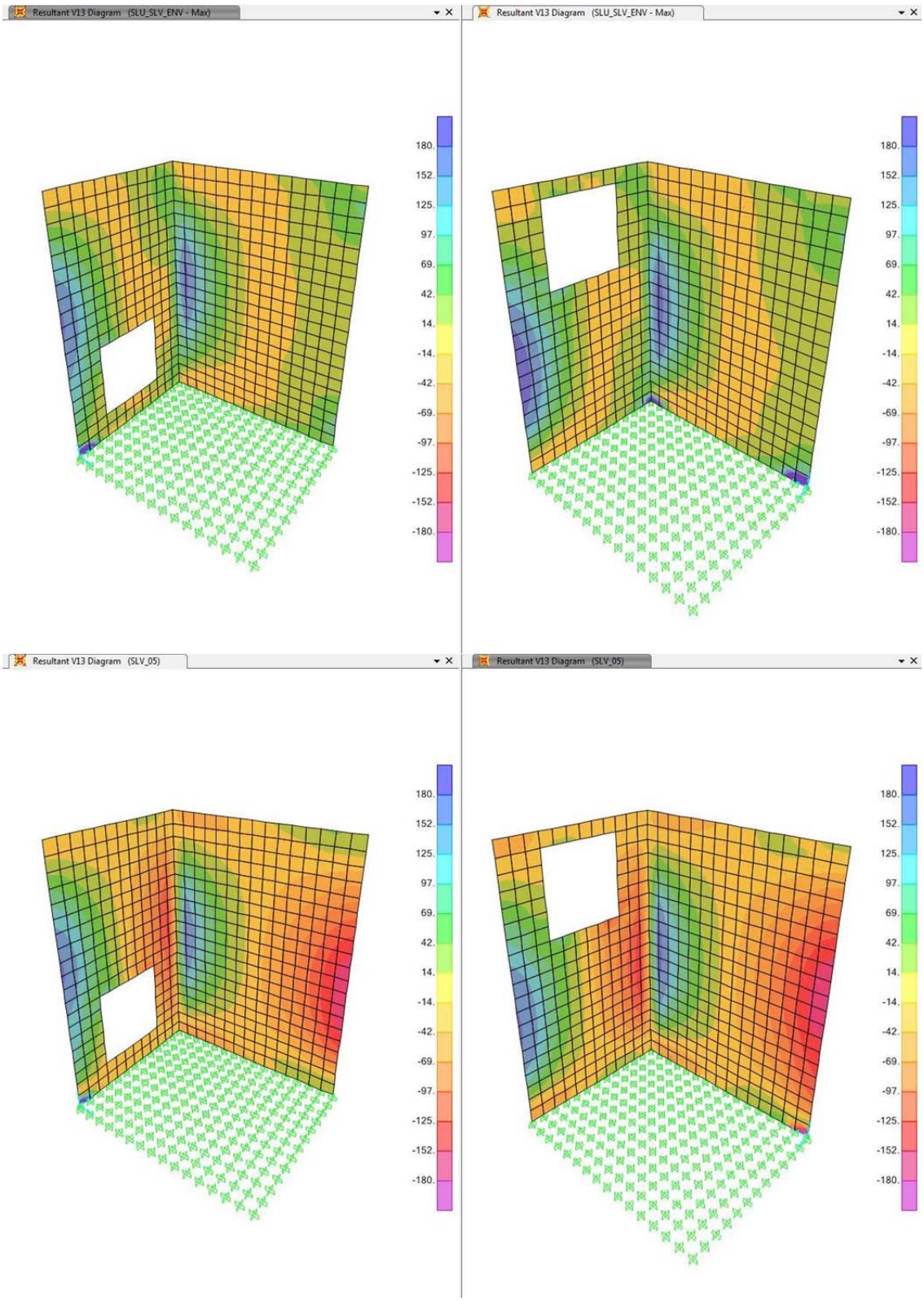


FIG. 14.8 - PARETI: TAGLIO V13

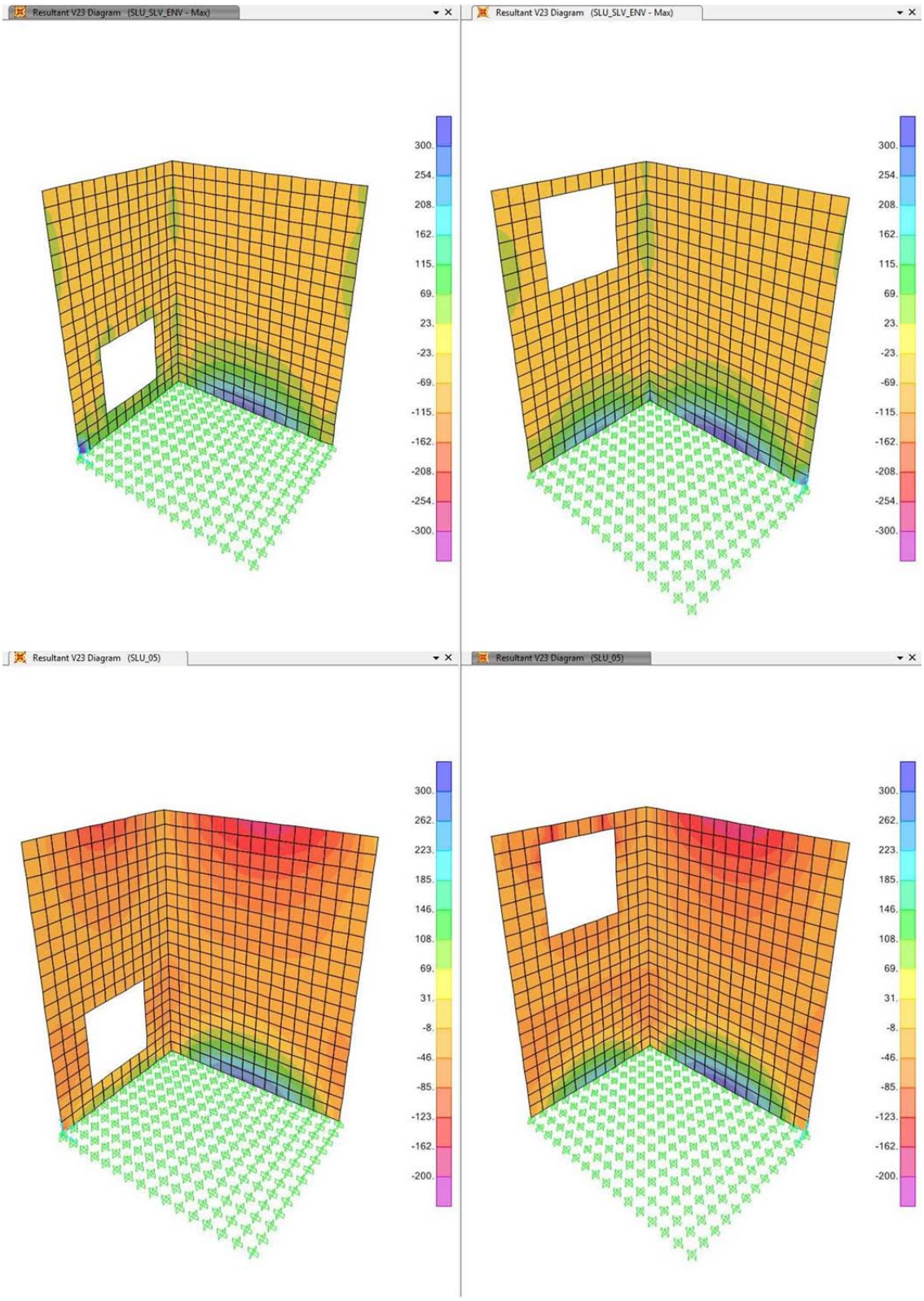


FIG. 14.9 - PARETI: TAGLIO V23

14.4.3. Soletta di copertura

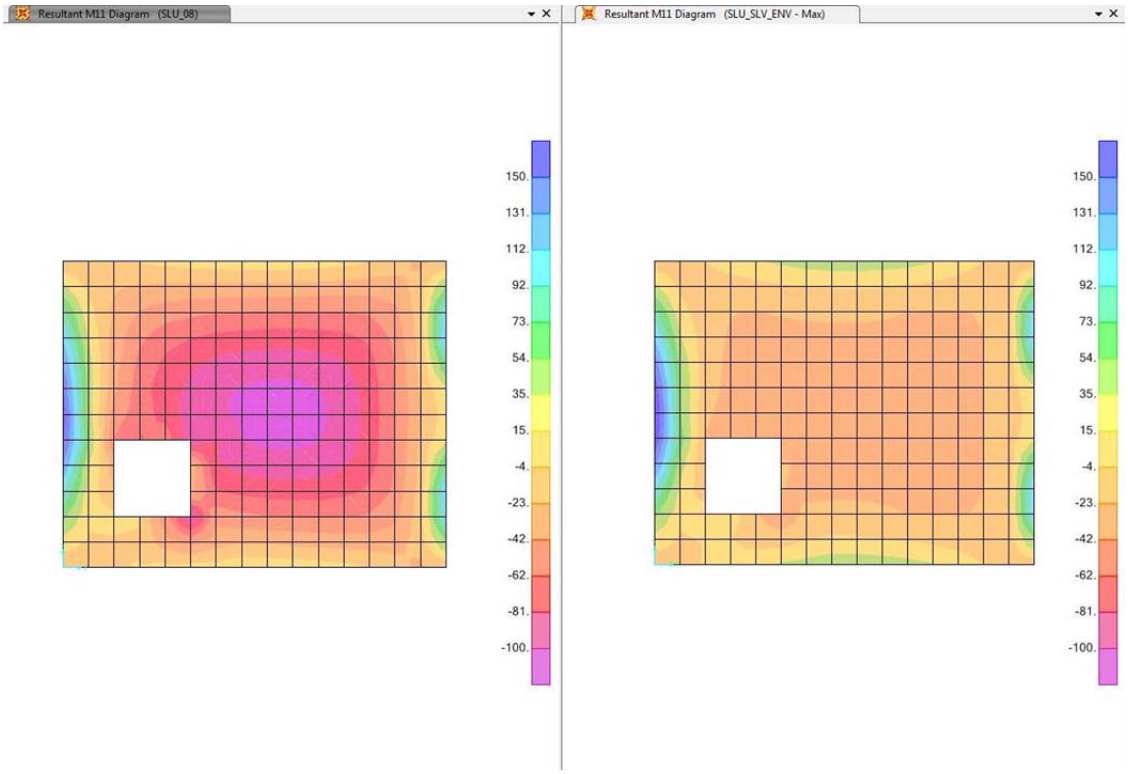


FIG. 14.10 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M11

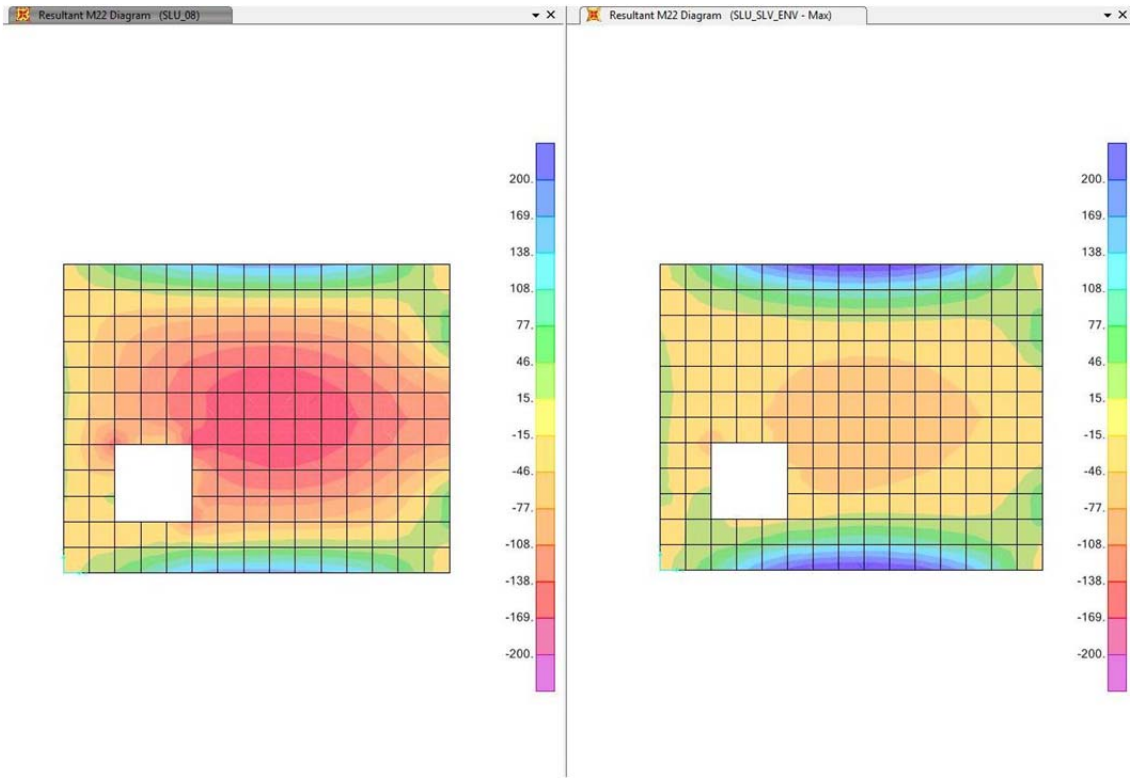


FIG. 14.11 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M22

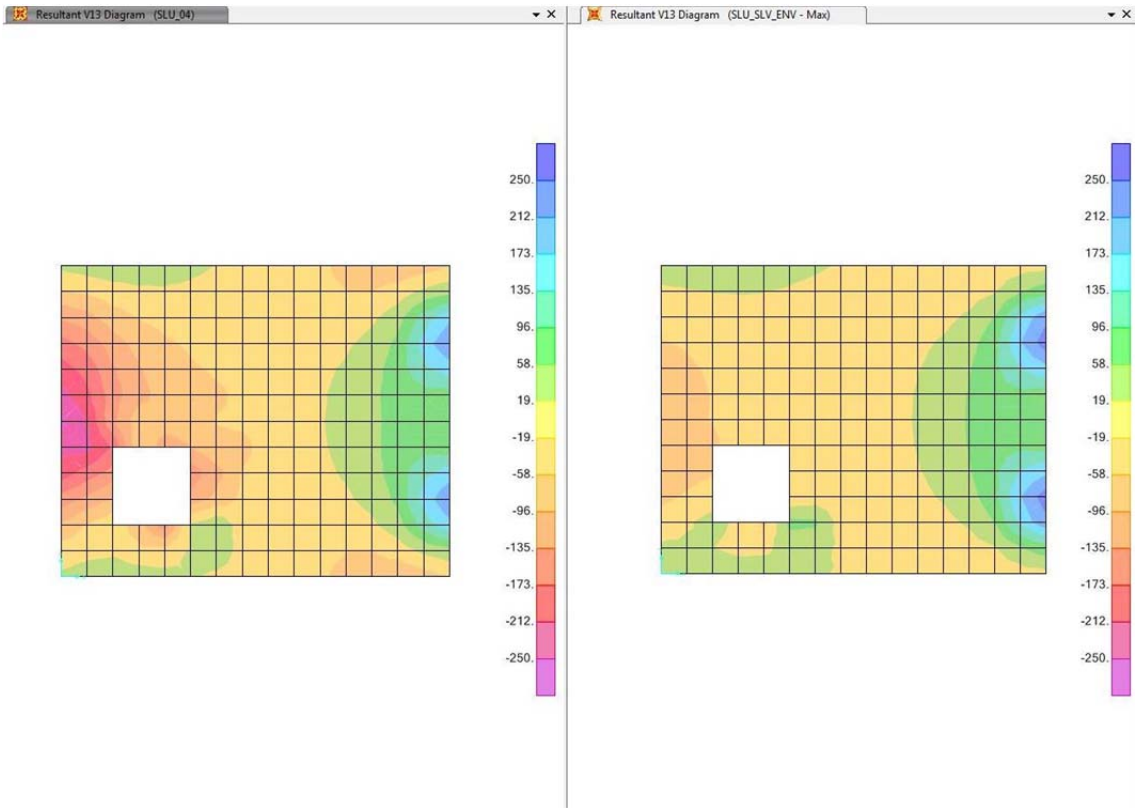


FIG. 14.12 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V13

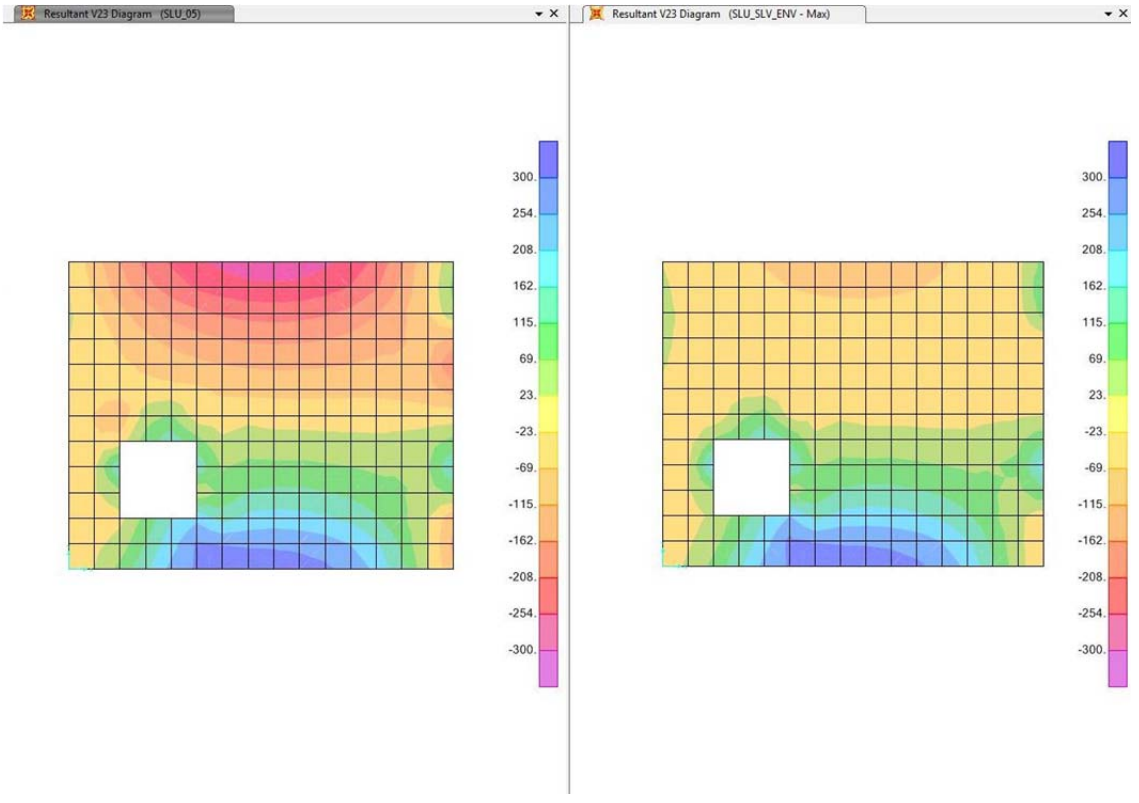


FIG. 14.13 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V23

14.4.4. Torrino

Le sollecitazioni agenti sono estremamente ridotte si omette la rappresentazione dei diagrammi di inviluppo.

14.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali vengono svolte considerando le massime sollecitazioni desunte dal modello di calcolo con le seguenti modalità:

- Sollecitazioni lungo il perimetro della membratura (parete o soletta): valore valutato a filo della membratura ortogonale (per es. le sollecitazioni lungo il perimetro di una soletta vengono valutate sul filo interno delle pareti aggettanti da tale soletta);
- Sollecitazioni in campata: massimo valore di calcolo.

In presenza di concentrazioni di sforzo in corrispondenza di punti singolari, i valori di sollecitazione vengono valutati come valore medio sulla larghezza della sezione di verifica (B = 100 cm).
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) vengono condotte in condizione di flessione semplice trascurando la componente di compressione dell'azione assiale.
Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) vengono condotte considerando cautelativamente un'azione assiale di compressione pari a circa il 50% di quella effettivamente presente.

14.5.1. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione presenta spessore di 80 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ20/20 ad estradosso
  barre Φ16/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ16/20 ad intradosso

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.50 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 14.1: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	80	80	80	80
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø20/20"
	10.5	10.5	10.5	15.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø20/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	15.7	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	160	-230	240	-360
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	294.00	-294.00	299.00	-442.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.84	1.28	1.25	1.23

TAB. 14.2: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	80	80
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø20/20"
	10.5	15.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	370	440
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	275.00	270.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	2088.00	2037.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	1283.00	1252.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 14.3: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	80	80	80	80
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø20/20"
	10.5	10.5	10.5	15.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø20/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	15.7	10.5
N_{Ed} [kN]	-80	-40	-120	-20
M_{Ed} [kNm]	120	-180	190	-275
σ_c [N/mm^2]	-2.40	-3.60	-3.90	-4.80
σ_s [N/mm^2]	133.00	237.00	220.00	255.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

14.5.2. Pareti

Le pareti presentano spessore di 50 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ18/20 lato esterno
  barre Φ18/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ18/20 lato esterno
  barre Φ18/20 lato interno

Per una fascia di altezza 1.50 m a partire da estradosso soletta di fondazione si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio; lungo la restante altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 14.4: PARETI: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø18/20"	1Ø18/20"	1Ø18/10"	1Ø18/20"
	12.7	12.7	25.4	12.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø18/20"	1Ø18/20"	1Ø18/20"	1Ø18/20"
	12.7	12.7	12.7	12.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	170	-120	250	-90
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	217.00	-217.00	394.00	217.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.28	1.81	1.58	2.41

TAB. 14.5: PARETI: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø18/20"	1Ø18/10"
	12.7	25.4
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø18/20"	1Ø18/20"
	12.7	12.7
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	180	270.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	189.00	230.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	-	1190.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	-	731.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 14.6: PARETI: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø18/20"	1Ø18/20"	1Ø18/10"	1Ø18/20"
	12.7	12.7	25.4	12.7
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø18/20"	1Ø18/20"	1Ø18/20"	1Ø18/20"
	12.7	12.7	12.7	12.7
N_{Ed} [kN]	-60	-40	-150	-100
M_{Ed} [kNm]	130	-95	200	-65
σ_c [N/mm²]	-5.40	-3.90	-7.00	-2.90
σ_s [N/mm²]	231.00	170.00	182.00	94.00
w [mm]	-		0.14	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

14.5.3. Soletta di copertura

La soletta di copertura presenta spessore di 50 cm, di cui 6 cm occupati da predalles fondo cassero a perdere ed i restanti 44 cm gettati in opera. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ22/20 ad estradosso
  barre Φ22/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ16/20 ad intradosso

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.50 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE) svolte considerando unicamente lo spessore del getto in opera (44 cm).

TAB. 14.7: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	10.5	10.5	19.0	19.0
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	10.5	10.5	19.0	19.0
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	120	-110	180	-170
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	153.00	-153.00	261.00	261.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.28	1.39	1.45	1.54

TAB. 14.8: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø22/20"
	10.5	19.0
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø22/20"
	10.5	19.0
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	240.00	280.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	171.00	194.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1075.00	1021.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	660.00	628.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 14.9: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)	44 (+6 di predalle)
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	10.5	10.5	19.0	19.0
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø22/20"	1Ø22/20"
	10.5	10.5	19.0	19.0
N_{Ed} [kN]	-50	-20	-60	-10
M_{Ed} [kNm]	90	-80	130	-125
σ_c [N/mm^2]	-5.20	-4.60	-6.30	-6.10
σ_s [N/mm^2]	231.00	218.00	197.00	203.00
w [mm]	-	-	0.20	0.20

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

14.5.4. Torrino

Le pareti del torrino presentano spessore di 25 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ12/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno
- Spille: barre Φ10/40×40

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 4 cm.

Le sollecitazioni agenti sono estremamente ridotte pertanto si omettono le corrispondenti verifiche statiche.

14.5.5. Predalles soletta di copertura

Per il getto della soletta di copertura si utilizzano predalles fondo cassero a perdere di spessore 6 cm. Le predalles, di larghezza B = 1.20 m, sono armate con n.° 5 tralicci tipo Baustrada di altezza H = 20.5 cm costituiti da:

- Corrente superiore — 1 barra Φ12
- Correnti inferiori — 2 barra Φ8
- Staffe — barre Φ8 disposte a passo 20 cm

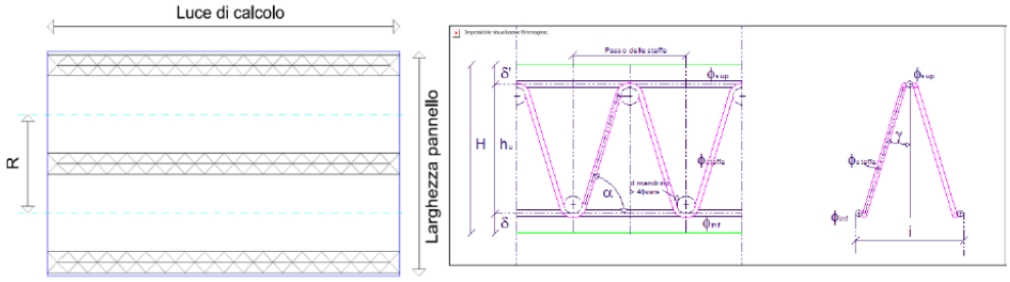
Sulla luce L = 5.50 m si considera di disporre n.° 2 predalles di lunghezza L' = 2.75 m cadauna sorrette alle estremità in fase di getto da puntelli provvisori. La luce di calcolo con schema di semplice appoggio è pertanto pari a 2.75 m.

Nel seguito si riporta il tabulato di verifica delle predalles.

- Di seguito si riportano i dati utilizzati in ingresso:

Larghezza pannello:	1.20 m
Luce di calcolo:	2.75 m
n° tralicci:	5
ϕ_{sup}	12 mm
ϕ_{inf}	8 mm
ϕ_{staffe}	8 mm
i =distanza tra i correnti inf.traliccio	10.8 cm

Copriferro sup δ':	26.5 cm
Copriferro inf δ:	3.0 cm
Altezza totale sezione H:	50.0 cm
L' (luce=passo delle staffe)	20.0 cm
Tensione ammis. Acciaio	2600 daN*cmq
E (modulo elastico)	2100000 daN*cmq



Analisi dei carichi:

L'analisi dei carichi viene condotta considerando l'intera larghezza del pannello per una luce unitaria. Oltre al peso del pannello, calcolato a getto ultimato, è stato tenuto in considerazione il sovraccarico dei mezzi d'opera.

Peso proprio impalcato:	2500,00 daN/mc	*	0.50 m	*	1.20 m	=	1500 daN/m
Sovrac. mezzi d'opera:	100,00 daN/mq	*	1.20 m			=	120 daN/m
Eventuali ulteriori sovracc.:	0.00 daN/mq	*	1.20 m			=	0.00 daN/m
					Totale carichi su impalcato	=	**1620 daN/m**

Sollecitazioni:

$M_{campata} = (1/8)ql^2$ =	**1531 daN*m**	E' stato considerato lo schema della trave appoggiata-appoggiata
$T_{appoggi} = 1.25*(ql/2)$ =	**2784 daN**	Cautelativamente il taglio è stato incrementato del 25%
$N = M_{campata}/h_u$ =	**7470 daN**	

Verifica ad instabilità del corrente superiore compresso:

La verifica del corrente superiore viene condotta utilizzando il metodo ω . Pertanto, dopo aver calcolato la snellezza dell'asta, si individuerà il corrispondente coeff. ω con il quale si amplificherà lo sforzo normale N. La tensione sarà dunque ricavata come rapporto tra lo sforzo amplificato e l'area effettiva dei ferri superiori.

λ (snellezza) = L_0 / ρ = 67 ⟹ ω = 1.62 ⟹ (il coeff. ω viene ricavato dalle norme DIN 4114 riferite ai tondi realizzati con acciaio St52)

$\sigma = \omega \times N / A_{tot\ ferri\ sup}$ = **2137** < 2600 daN*cmq

Verifica soddisfatta

Verifica a trazione correnti inferiori:

$\sigma = N / A_{tot\ ferri\ inf}$ = **1486** < 2600 daN*cmq

Verifica soddisfatta

Verifica ad instabilità delle staffe compresse:

La verifica delle staffe viene condotta utilizzando il metodo ω . Pertanto, dopo aver calcolato la snellezza dell'asta, si individuerà il corrispondente coeff. ω con il quale si amplificherà lo sforzo normale S . Lo sforzo normale S è ottenuto proiettando nella direzione della staffa il valore del taglio diviso il doppio del numero dei tralicci (poichè, per un traliccio e per ogni appoggio, saranno due le staffe compresse).La tensione sarà infine ricavata come rapporto tra lo sforzo amplificato S e l'area della singola staffa.

λ' (snellezza) = $L_{o'} / \rho'$ = 105 ⟹ ω = 3.05 ⟹ (il coeff. ω viene ricavato dalle norme DIN 4114 riferite ai tondi realizzati con acciaio St52)

$S=T /(n°_{tralicci} * 2 * \text{sen}\alpha * \cos\gamma)$ = 300 daN

$\sigma = \omega \times S / A_{staffa}$ = **1821** < 2600 daN*cmq

Verifica soddisfatta

Verifica valore freccia elastica

Il valore della freccia elastica è stato calcolato trascurando cautelativamente il contributo della soletta in cls considerando un traliccio isolato.

Valore limite della freccia = **0.917 cm** = L / 300
Area di influenza singolo travetto = 0.24 m * 2.75 m
q= 324 daN*m Carico distribuito su un solo traliccio

Baricentro $X_g = (A_{\text{ferro sup}} * h_u)/(A_{\text{ferro sup}} + A_{\text{ferri inf}})$ X_g = 10.85 cm Distanza dal baricentro dei ferri inferiori	Momento d'inerzia $I_g = A_{\text{ferro sup}}(h_u-X_g)^2+A_{\text{ferri inf}} * X_g^2$ I_g = 224 cm^4 Momento d'inerzia rispetto al baricentro della sezione

Fel = $(5*q*l^4)/(384*E*Ig)$= **0.514 cm** < 0.917 cm

Verifica soddisfatta

15. POZZO DI INTERCETTAZIONE – MANUFATTO DEFINITIVO

15.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 18 prodotto da *Computer & Structures Inc*.
Il modello di calcolo (vedere figura seguente) è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.
Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 50 cm;
- Pareti: spessore 50 cm;
- Soletta di copertura: spessore 50 cm;
- Pareti torrino: spessore 25 cm.

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno (strato I) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (20000 kN/m^3).

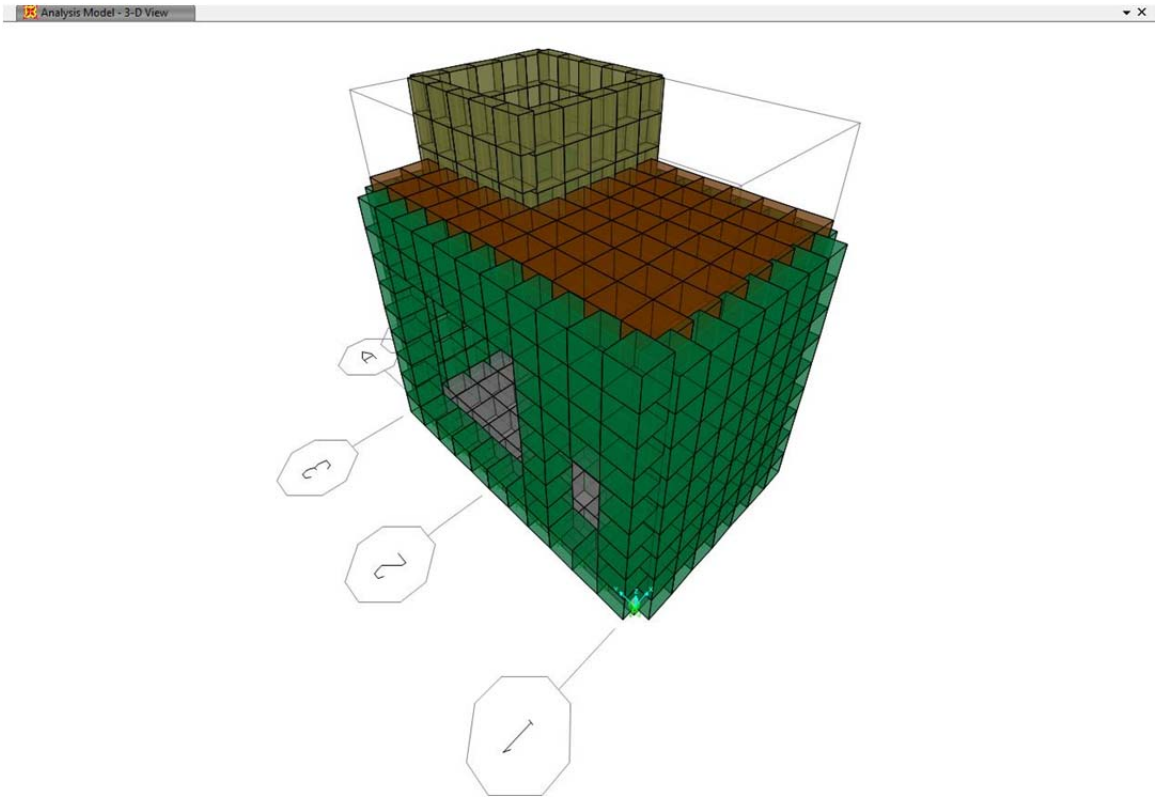


FIG. 15.1 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO

15.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio**

   Peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3.

2. **Carico permanente (ricoprimento)**

   Peso del rinterro in misto stabilizzato valutato in ragione di un peso specifico di 19 kN/m^3 ed uno spessore di rinterro di 1.0 m.

3. **Spinta del terreno**

   - Sulle pareti esterne: pressione variabile linearmente da P_1 = 8.1 kN/m^2 (asse soletta superiore) a P_2 = 32.5 kN/m^2 (asse soletta inferiore).
   - Sulle pareti del torrino: pressione variabile linearmente da 0 a $P_{Tor,1}$ = 14 kN/m^2.

4. **Spinta idrostatica della falda**

   La falda idrostatica (ubicata a circa -7 m dal P.C.) non interessa la struttura. Non viene pertanto applicata alcuna pressione né sulle pareti né all'intradosso della soletta inferiore.

5. **Sovraccarico variabile in copertura**

   Considerando la diffusione dei carichi da normativa *("Schema di carico 1"* secondo cap. 5.1.3.3.5 del D.M. 14/01/2008) nell'altezza del ricoprimento (1.00 m) si ottiene un sovraccarico uniforme al livello dell'asse della soletta di copertura inferiore a Q_R = 39 kN/m^2, valore che viene quindi assunto nel calcolo come rappresentativo dei sovraccarichi stradali.

   Considerando poi cautelativamente la contemporanea presenza del carico da neve (Q_s = 0.80 kN/m^2), in favore di sicurezza e semplicità si assume sulla soletta di copertura un sovraccarico uniformemente distribuito $Q = Q_R + Q_s$ = 40 kN/m^2.

   La porzione di sovraccarico che insiste sulla copertura del torrino viene applicata sotto forma di forze verticali nei nodi degli elementi di estradosso del torrino.

6. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne**

   Sulle pareti del torrino e sulle pareti esterne viene applicata in due distinte condizioni di carico, una valida per la spinta in direzione X ed una per la spinta in direzione Y, una pressione uniforme pari alla spinta indotta nel terreno dalla presenza a tergo del sovraccarico variabile sopra definito (Q = 40 kN/m^2). Gli scarichi delle fondazioni degli edifici adiacenti non interessano la struttura.

7. **Sisma su strutture (S.L.V.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.13 applicata su tutti gli elementi

della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

8. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.V.)**

   Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita il coefficiente di spinta sismica per lo strato I risulta pari a 0.361 (sopra falda).

   Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta invece pari a circa 169 kN/m contro gli 91 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 78 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 4.5 m di altezza delle pareti con un'intensità di 17 kN/m^2.

   Sulle pareti del torrino su cui in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 5.6 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 3.7 kN/m^2.

   Tale azione viene applicata sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

9. **Sisma su strutture (S.L.D.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.057$ applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

10. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.D.)**

    Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Danno il coefficiente di spinta sismica per lo strato I risulta pari a 0.315 (sopra falda).

    Sulle pareti perimetrali della struttura definitiva la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta invece pari a circa 146 kN/m contro i 91 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 55 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 4.5 m di altezza delle pareti con un'intensità di 12 kN/m^2.

    Sulle pareti del torrino su cui in condizioni statiche si considera un regime di spinta a riposo, in condizioni sismiche la risultante dell'azione sismica valutata secondo il metodo di Wood risulta pari a circa 2.4 kN/m che viene applicata sotto forma di pressione uniformemente distribuita sull'altezza delle pareti con un'intensità di 1.6 kN/m^2.

    Tale azione viene applicata sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

15.3. Combinazione dei carichi elementari

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.
Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.
Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E. e S.L.D.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché per scelta progettuale in condizioni rare, oltre alla limitazione tensionale, si è verificata anche l'apertura fessura considerando i limiti più stringenti tra quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti le cui corrispondenti verifiche risultano, di conseguenza, automaticamente soddisfatte.
Per l'esplicitazione in forma tabellare delle combinazioni di carico considerate si rimanda al cap. 12.3. (nel caso in esame la condizione di carico FALDA è una condizione di carico "*nulla*" nel senso che in essa non è stata applicata alcuna azione alla struttura).

15.4. Sollecitazioni

Nel seguito si riportano, per ogni elemento, le massime sollecitazioni positive e negative.

15.4.1. Soletta di fondazione

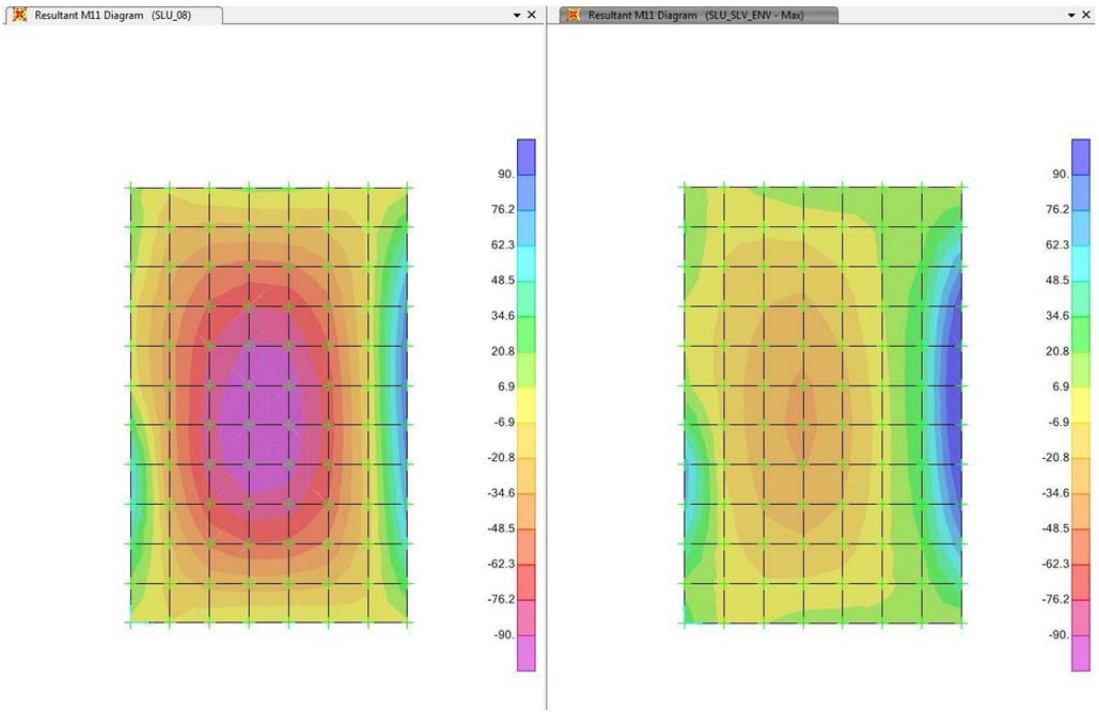


FIG. 15.2 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M11

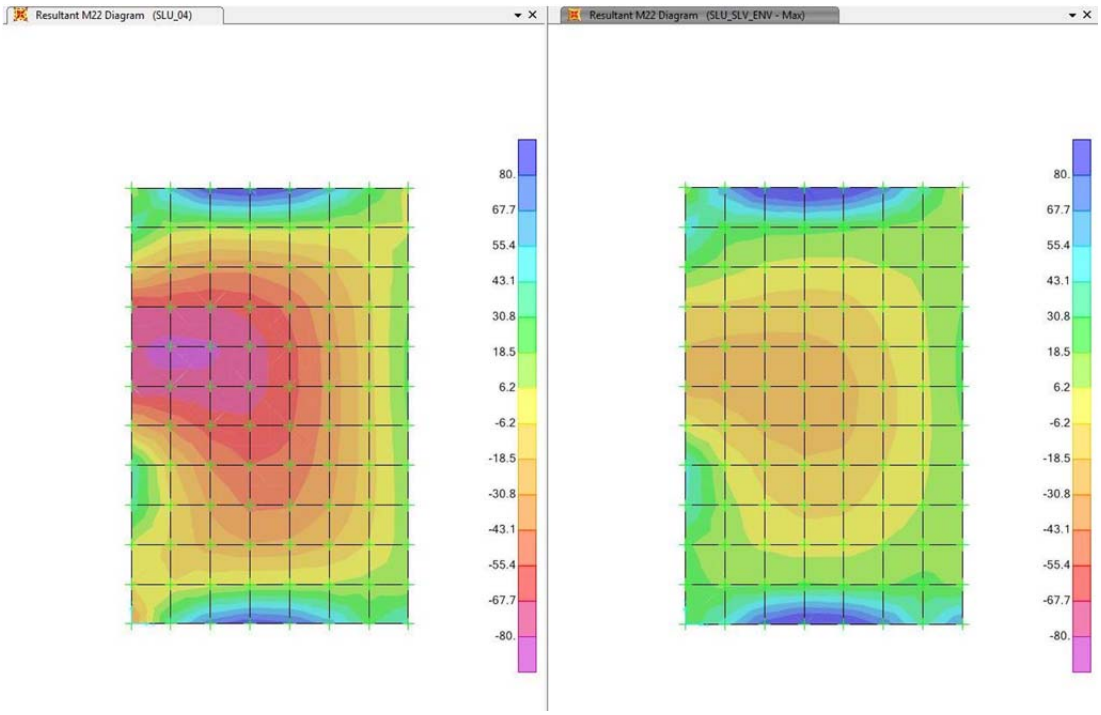


FIG. 15.3 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M22

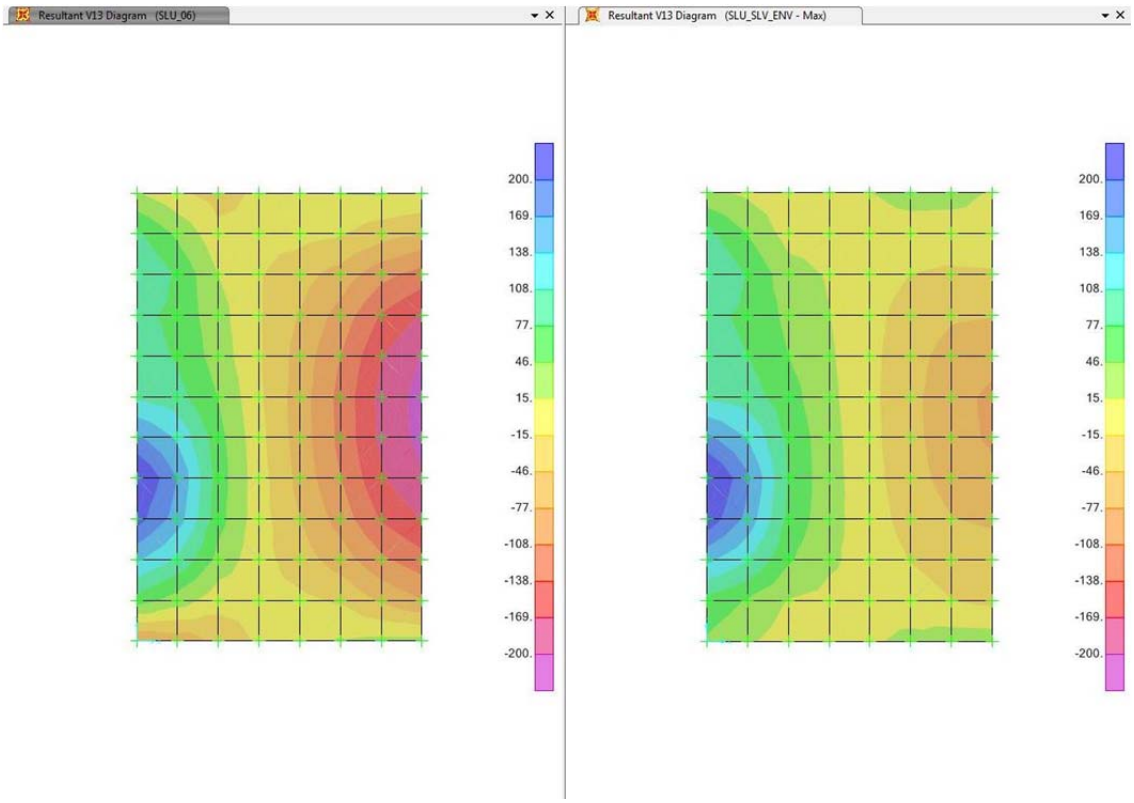


FIG. 15.4 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V13

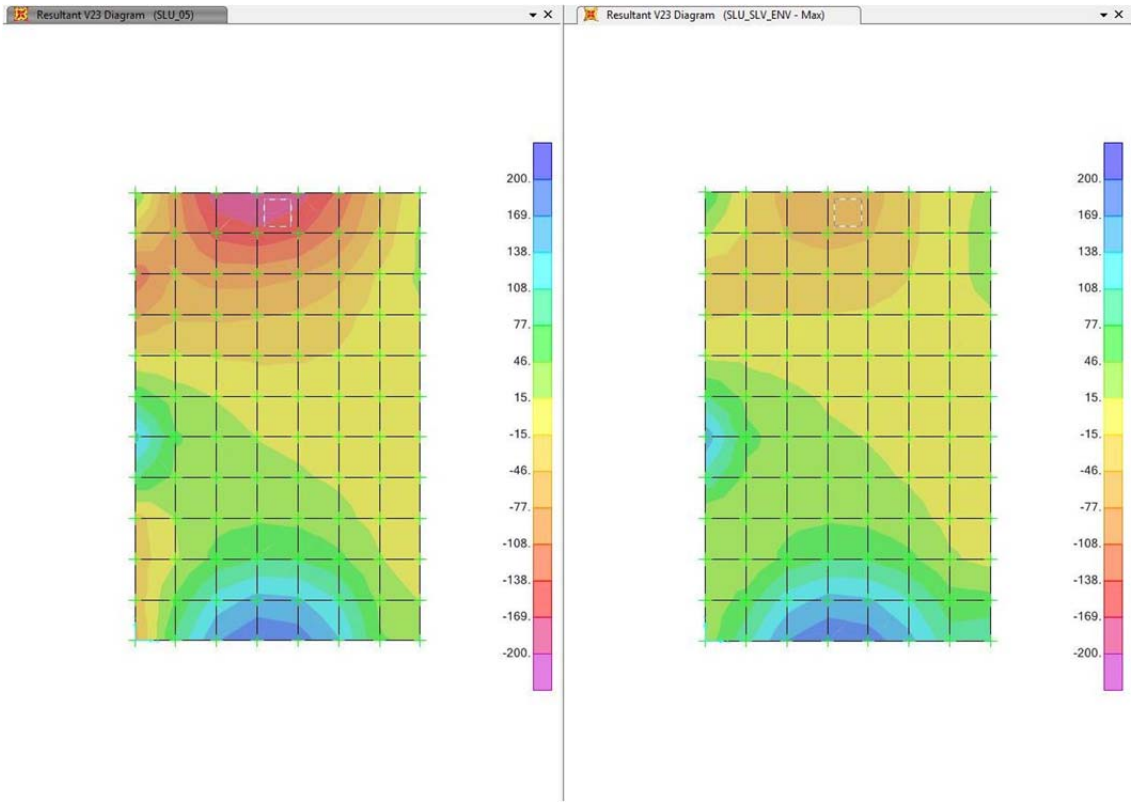


FIG. 15.5 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V23

15.4.2. Pareti

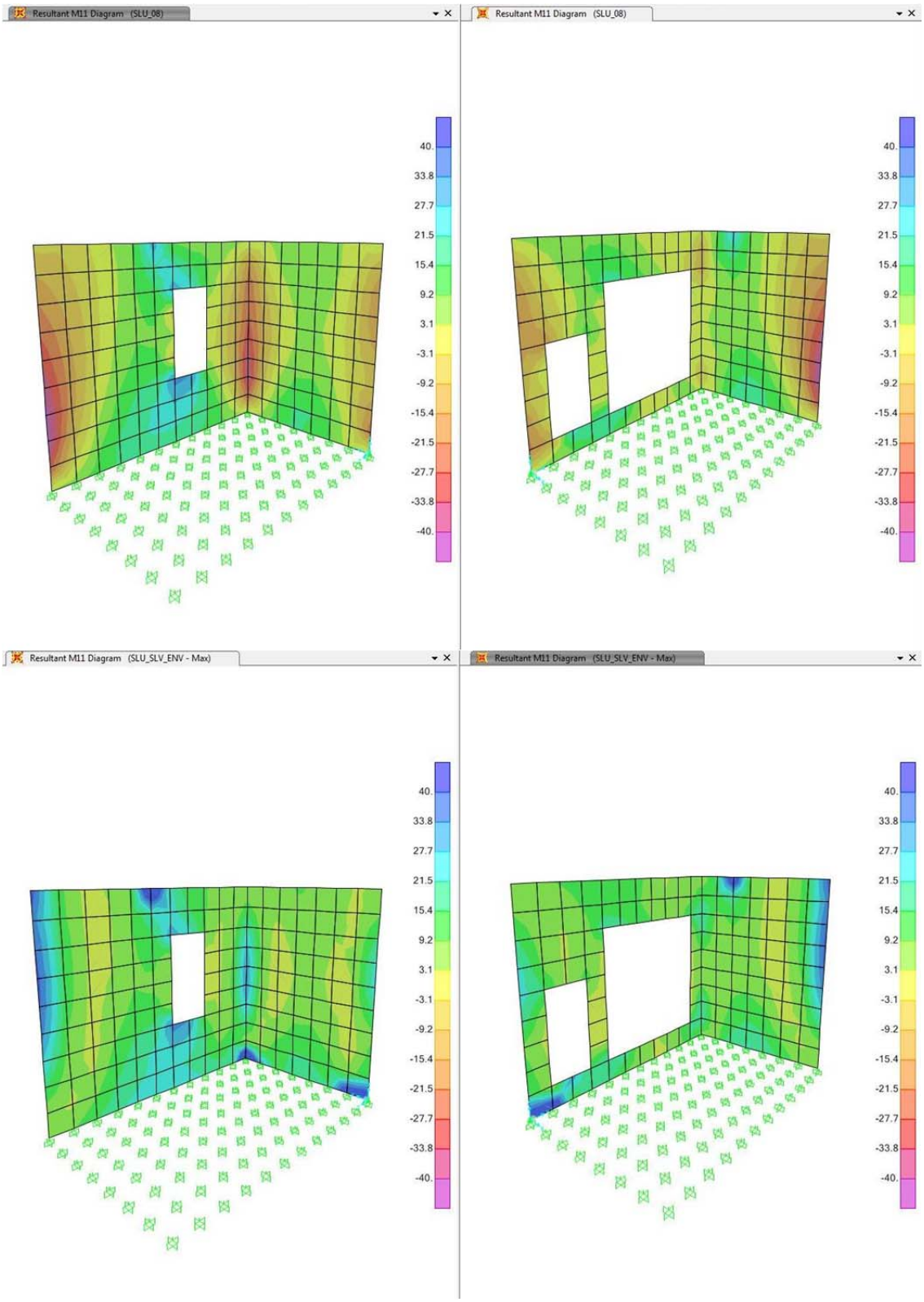


FIG. 15.6 - PARETI: MOMENTO M11

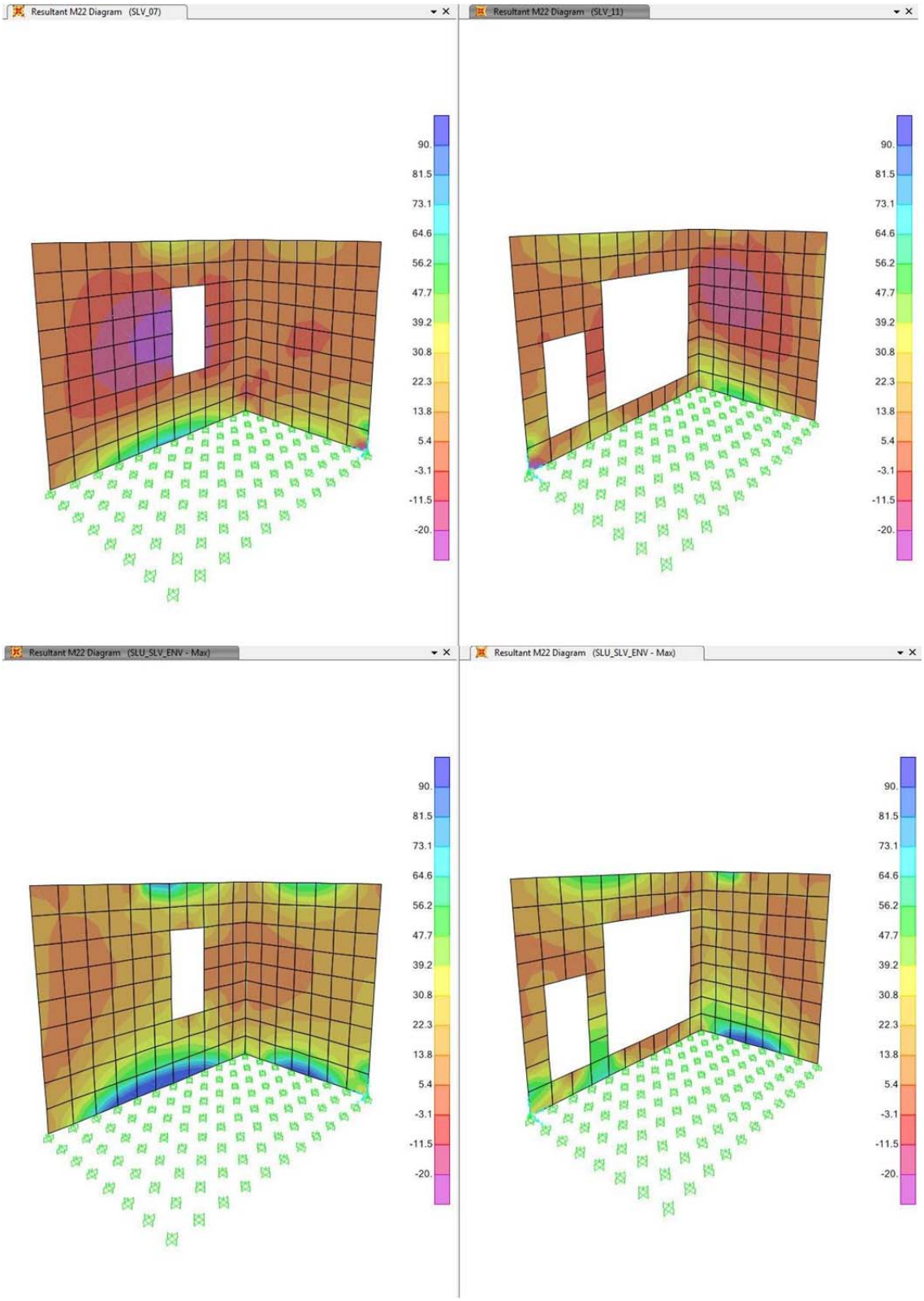


FIG. 15.7 - PARETI: MOMENTO M22

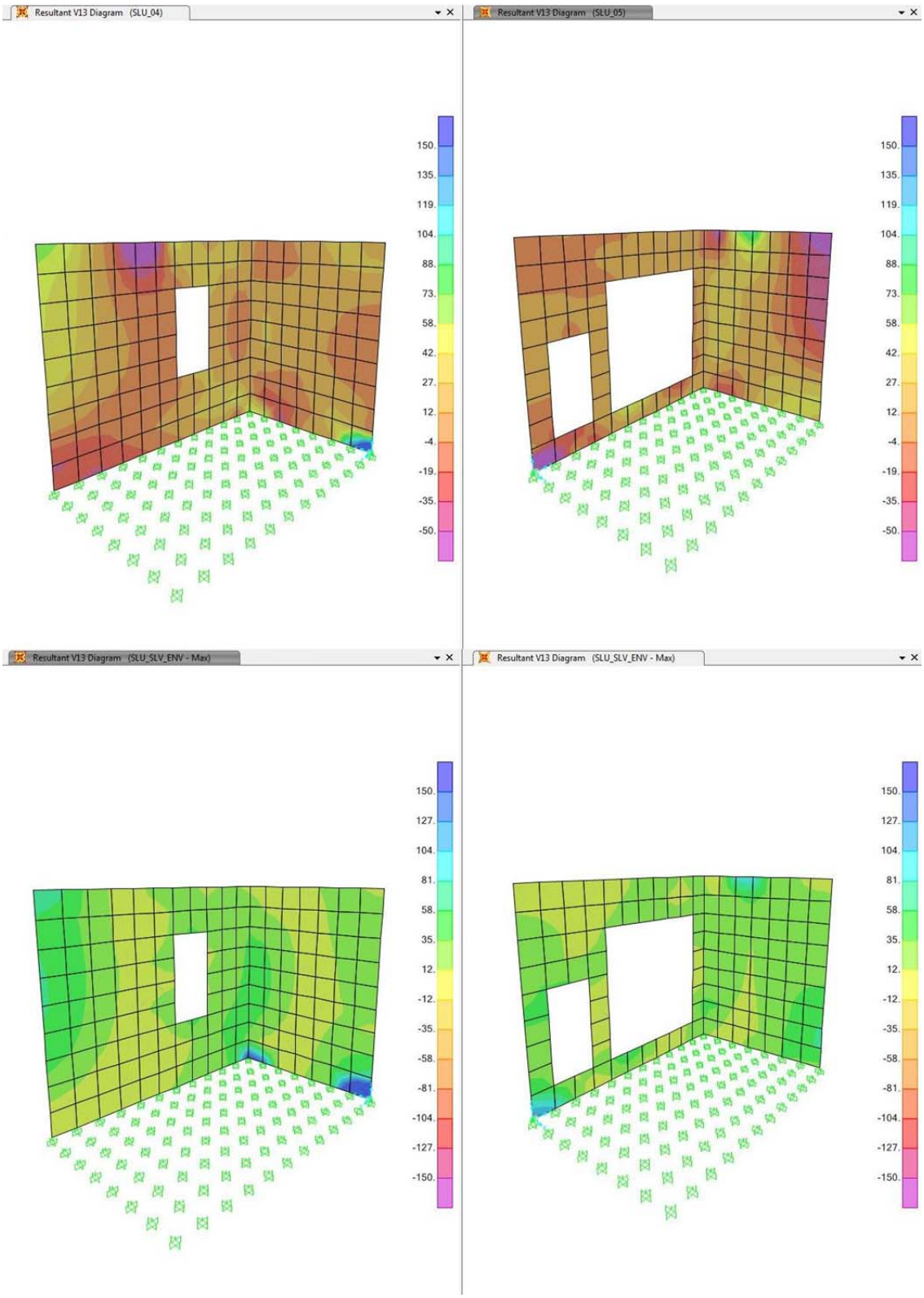


FIG. 15.8 - PARETI: TAGLIO V13

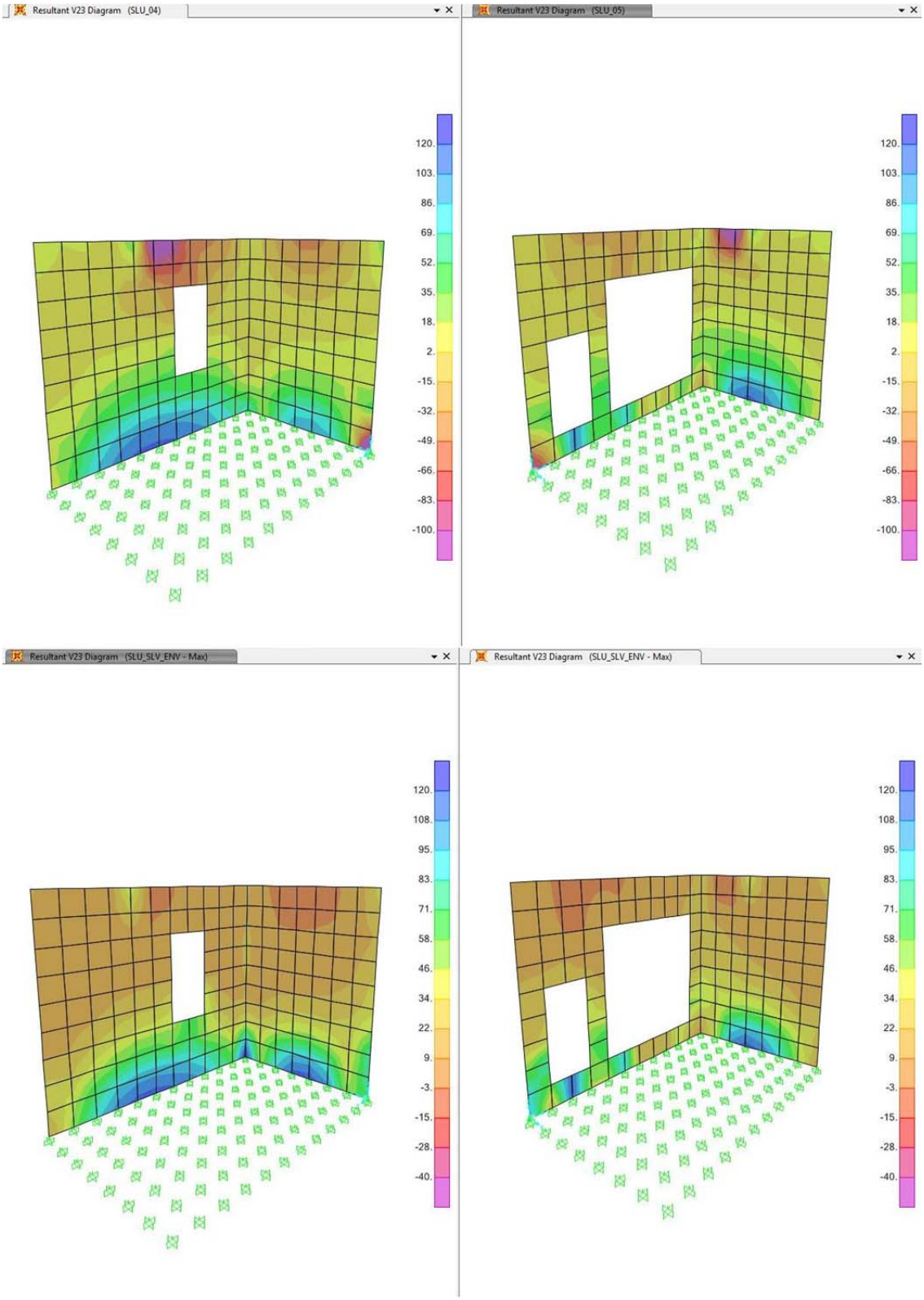


FIG. 15.9 - PARETI: TAGLIO V23

15.4.3. Soletta di copertura

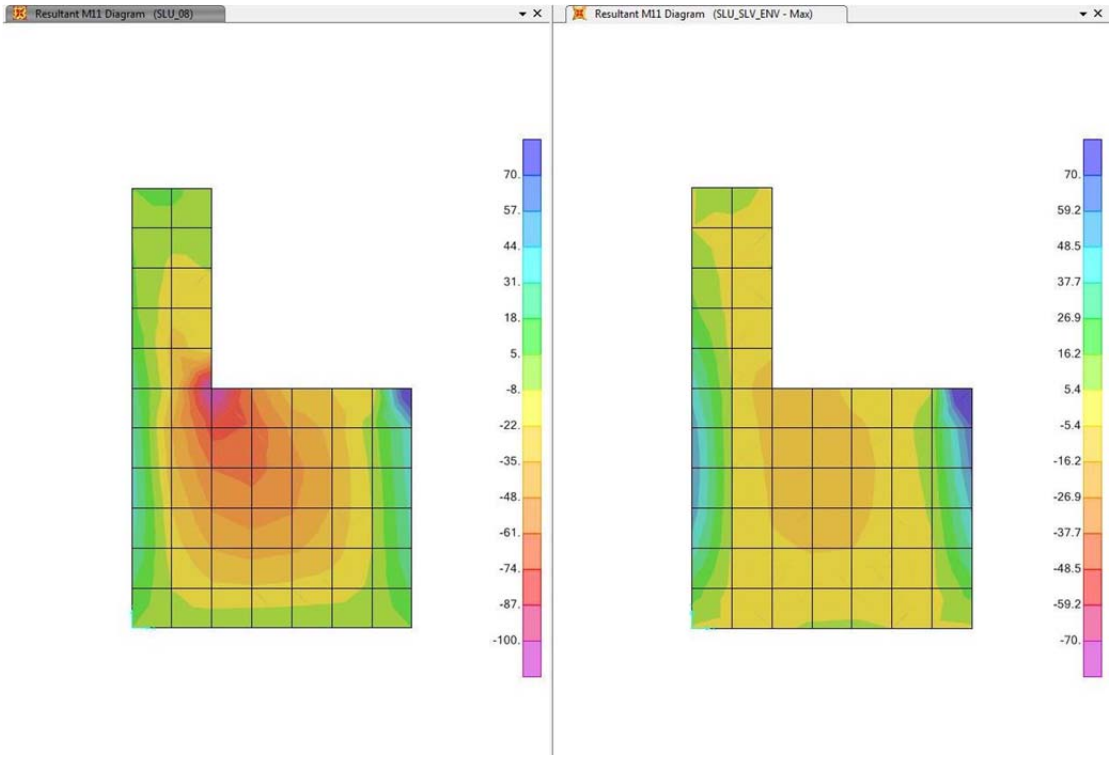


FIG. 15.10 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M11

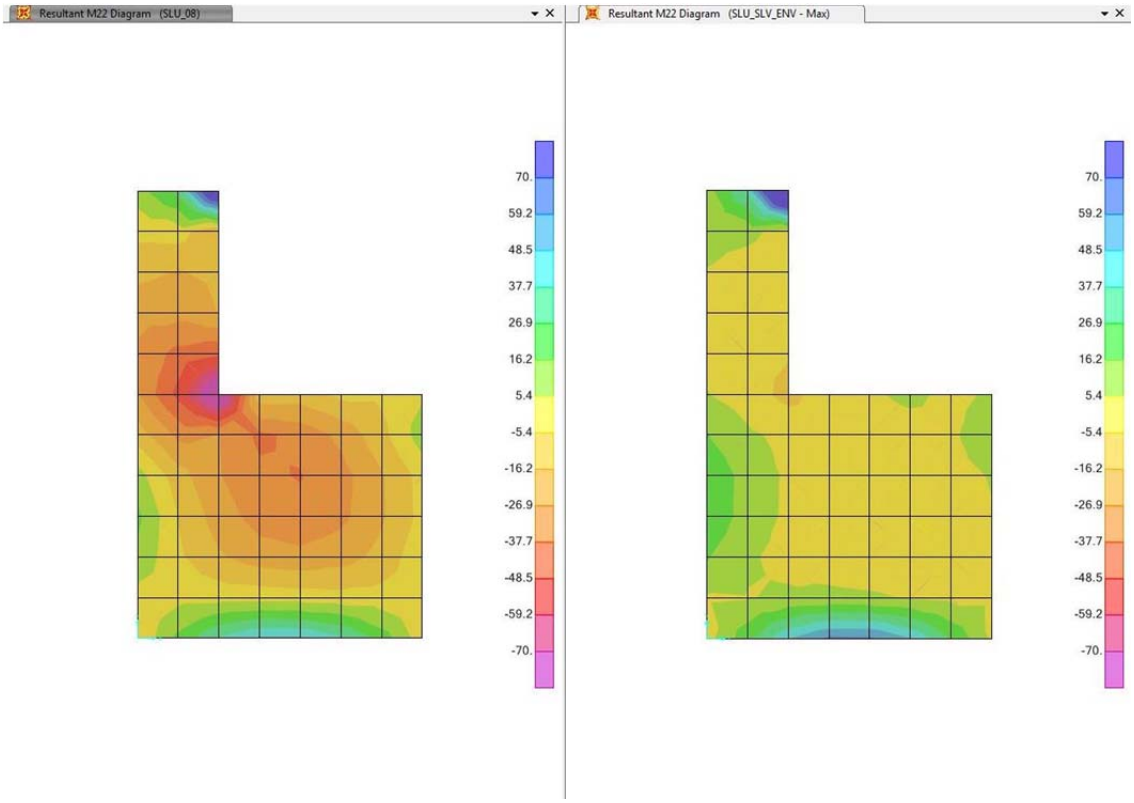


FIG. 15.11 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M22

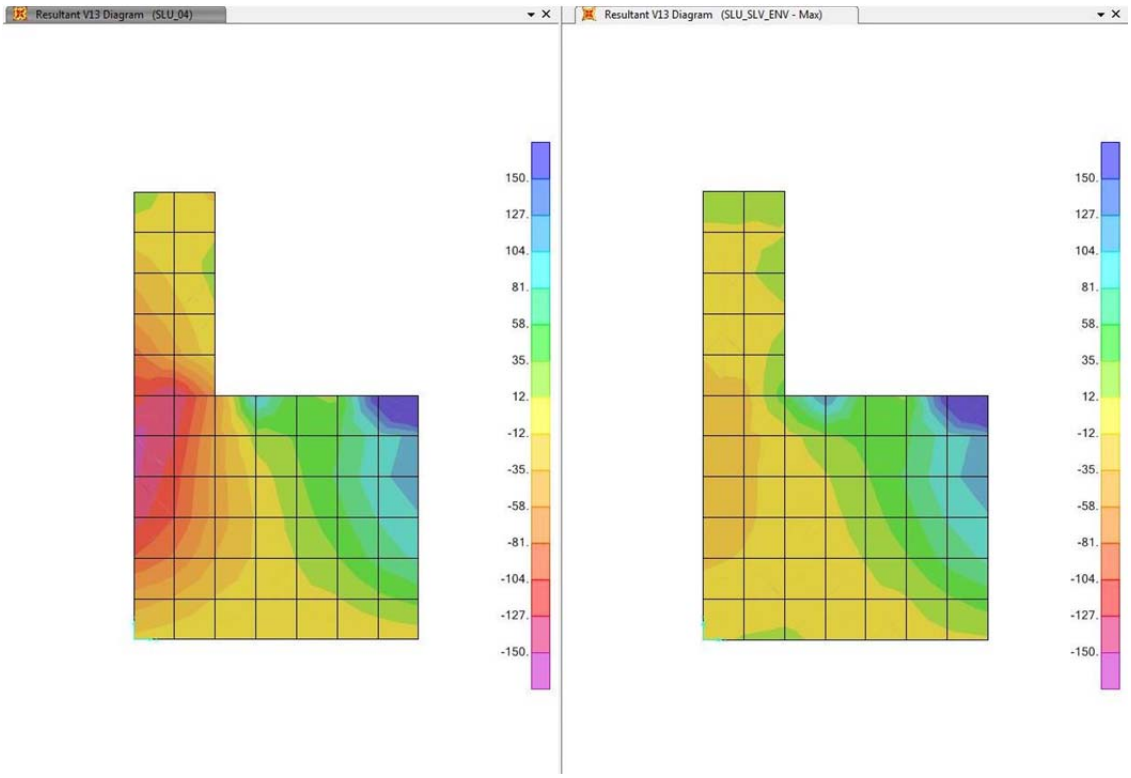


FIG. 15.12 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V13

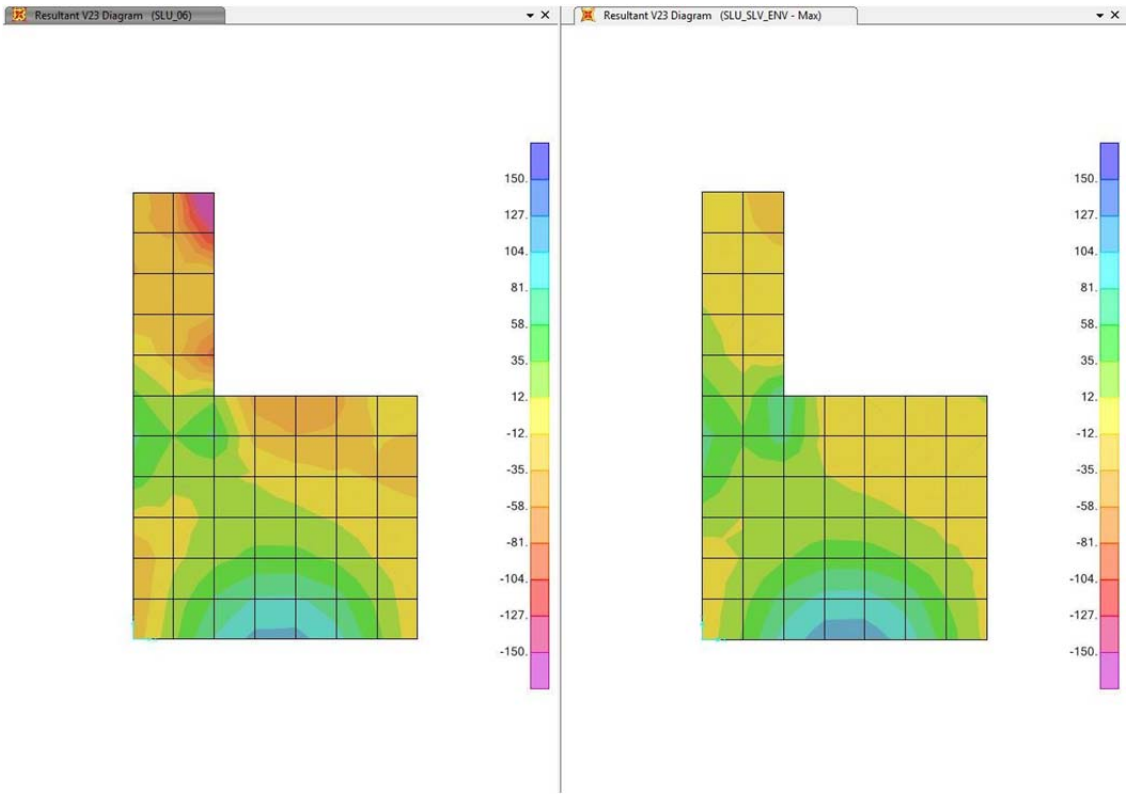


FIG. 15.13 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V23

15.4.4. Torrino

Le sollecitazioni agenti sono estremamente ridotte si omette la rappresentazione dei diagrammi di inviluppo.

15.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali vengono svolte considerando le massime sollecitazioni desunte dal modello di calcolo con le seguenti modalità:

- Sollecitazioni lungo il perimetro della membratura (parete o soletta): valore valutato a filo della membratura ortogonale (per es. le sollecitazioni lungo il perimetro di una soletta vengono valutate sul filo interno delle pareti aggettanti da tale soletta);
- Sollecitazioni in campata: massimo valore di calcolo.

In presenza di concentrazioni di sforzo in corrispondenza di punti singolari, i valori di sollecitazione vengono valutati come valore medio sulla larghezza della sezione di verifica (B = 100 cm).
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) vengono condotte in condizione di flessione semplice trascurando la componente di compressione dell'azione assiale.
Dato il basso stato sollecitativo, anche le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) vengono condotte trascurando cautelativamente la componente di compressione dell'azione assiale.

15.5.1. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione presenta spessore di 50 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ16/20 ad estradosso
barre Φ16/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ16/20 ad estradosso
barre Φ16/20 ad intradosso

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.00 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 15.1: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	80	-105	70	-85
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	177.00	-177.00	177.00	-177.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	2.21	1.69	2.53	2.08

TAB. 15.2: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	210	180
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	189.00	185.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1244.00	-
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	764.00	-
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 15.3: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	60	-75	50	-60
σ_c [N/mm^2]	-2.70	-3.40	-2.50	-3.00
σ_s [N/mm^2]	147.00	183.00	127.00	153.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

15.5.2. Pareti

Le pareti presentano spessore di 50 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ16/20 lato esterno
  barre Φ16/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ16/20 lato esterno
  barre Φ16/20 lato interno

Per tutta l'altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/40×40.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 15.4: PARETI: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	40	-30	100	-20
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	177.00	-177.00	177.00	-177.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	4.43	5.90	1.77	8.85

TAB. 15.5: PARETI: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	160	120.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	189.00	185.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 15.6: PARETI: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	30	-30	-70	-20
σ_c [N/mm²]	-1.40	-1.40	-3.50	-1.00
σ_s [N/mm²]	73.00	73.00	178.00	51.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

15.5.3. Soletta di copertura

La soletta di copertura presenta spessore di 50 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ16/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ16/20 ad intradosso

Lungo il perimetro della soletta per una fascia di larghezza 1.00 m si dispongono spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 15.7: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	70	-100	70	-80
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	177.00	-177.00	177.00	-177.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	2.53	1.77	2.53	2.21

TAB. 15.8: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	200.00	200.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	189.00	185.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	1244.00	1199.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	764.00	736.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 15.9: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	50	50	50	50
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø16/20"
	10.5	10.5	10.5	10.5
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	50	-60	50	-70
σ_c [N/mm^2]	-2.30	-2.70	-2.50	-3.50
σ_s [N/mm^2]	122.00	147.00	127.00	178.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

15.5.4. Torrino

Le pareti del torrino presentano spessore di 25 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ12/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ12/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno
- Spille: barre Φ10/40×40

Il copriferro netto sulla barre più esterna è pari a 4 cm.

Le sollecitazioni agenti sono estremamente ridotte pertanto si omettono le corrispondenti verifiche statiche.

16. POZZETTO P4 – MANUFATTO DEFINITIVO

16.1. Modello di calcolo ad elementi finiti

L'analisi strutturale è stata condotta mediante un modello 3D sviluppato con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 Ultimate v. 18 prodotto da *Computer & Structures Inc*.
Il modello di calcolo (vedere figura seguente) è realizzato tramite l'utilizzo di elementi SHELL quadrati/rettangolari con lato di dimensione dell'ordine di 50 cm aventi le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che riproducono.
Nello specifico:

- Suola di fondazione: spessore 40 cm;
- Pareti: spessore 30 cm;
- Soletta di copertura: spessore 30 cm;

L'interazione terreno struttura all'interfaccia tra la suola di fondazione ed il sottostante terreno (strato II) è stata modellata secondo lo schema di suolo elastico alla Winkler attraverso un letto di molle elastiche aventi rigidezza pari al modulo elastico dello strato (20000 kN/m^3).

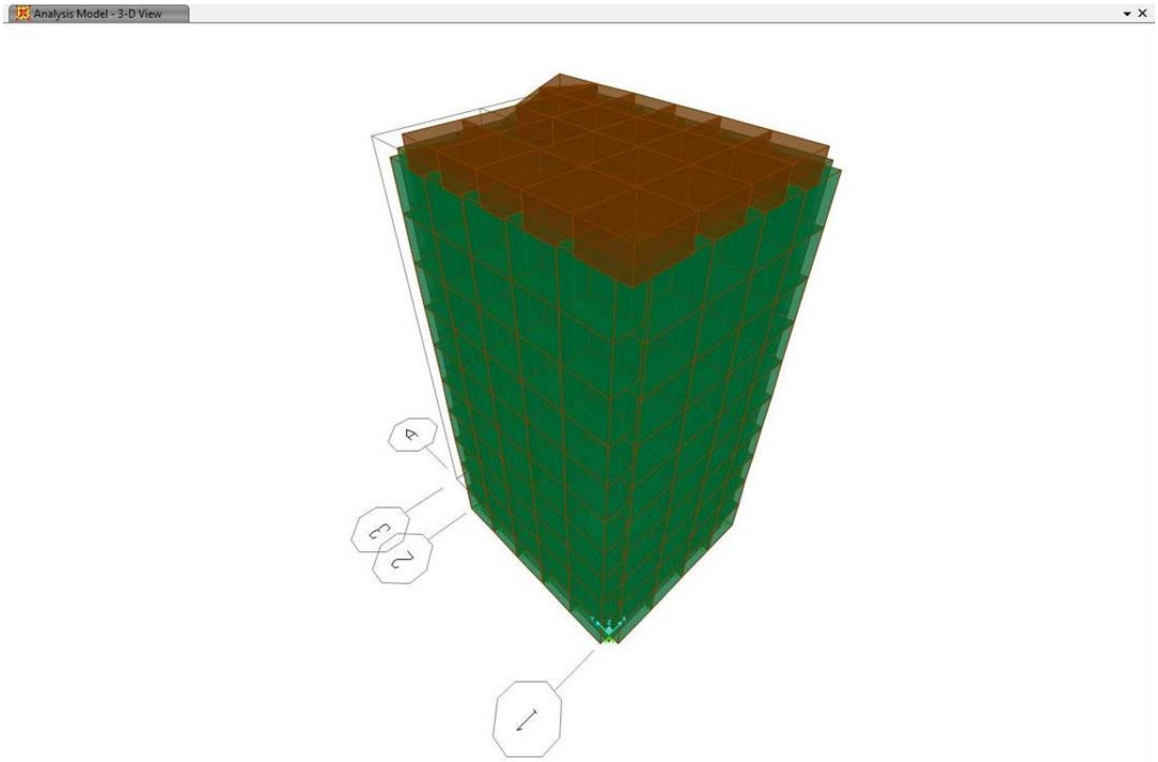


FIG. 16.1 - VISTA 3D MODELLO DI CALCOLO

16.2. Condizioni di carico

Sono state considerate le condizioni di carico di seguito elencate:

1. **Peso proprio**

   Peso delle strutture calcolato in automatico dal programma di calcolo in ragione di un peso specifico del cls di 25 kN/m^3.

2. **Carico permanente (ricoprimento)**

   Peso della pavimentazione valutato in ragione di un peso specifico di 20 kN/m^3 ed uno spessore di 0.1 m.

3. **Spinta del terreno**

   Sulle pareti si applica una pressione variabile linearmente da P_1 = 1.8 kN/m^2 (asse soletta superiore) a P_2 = 38 kN/m^2 (asse soletta inferiore). Tale pressione non viene applicata sulla porzione di parete addossata al pozzetto esistente.

4. **Spinta idrostatica della falda**

   La falda idrostatica (ubicata a circa -17 m dal P.C., quindi a -11.00 m dal piano del cortile su cui insiste il pozzetto) non interessa la struttura. Non viene pertanto applicata alcuna pressione né sulle pareti né all'intradosso della soletta inferiore.

5. **Sovraccarico variabile in copertura**

   Il pozzetto è ubicato in un piccolo cortile di pertinenza del Dipartimento di Igiene utilizzato unicamente come parcheggio per autovetture. Si considera pertanto un sovraccarico uniformemente distribuito Q_R = 20 kN/m^2.

   Considerando poi cautelativamente la contemporanea presenza del carico da neve (Q_s = 0.80 kN/m^2), in favore di sicurezza e semplicità si assume sulla soletta di copertura un sovraccarico uniformemente distribuito $Q = Q_R + Q_s$ = 21 kN/m^2.

   La porzione di sovraccarico che insiste sul chiusino del passo d'uomo viene applicata sotto forma di forze verticali nei nodi degli elementi che contornano il foro per il passo d'uomo.

6. **Spinta del sovraccarico sulle pareti esterne**

   Sulle pareti del pozzetto viene applicata in due distinte condizioni di carico, una valida per la spinta in direzione X ed una per la spinta in direzione Y, una pressione uniforme pari alla spinta indotta nel terreno dalla presenza a tergo del sovraccarico variabile sopra definito (Q = 21 kN/m^2).

   In direzione X sulla parete adiacente al muro di sostegno del terrapieno stradale si considera inoltre l'effetto dovuto alla presenza del terrapieno: per questo motivo su tale parete si applica una pressione uniforme pari alla spinta indotta nel terreno dalla presenza a tergo di un sovraccarico uniformemente distribuito di intensità P = 140 kN/m^2 dato dalla somma del contributo permanente (P_T = 20 kN/m^3 × 6.0 m = 120

kN/m^2) e del sovraccarico accidentale di intensità Q = 20 kN/m^2 rappresentativo del traffico stradale.

7. **Sisma su strutture (S.L.V.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.13 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

8. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.V.)**

   Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita il coefficiente di spinta sismica per lo strato II risulta pari a 0.450 (sopra falda).

   Sulle pareti perimetrali del pozzetto la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 165 kN/m contro i 100 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 65 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 5 m di altezza delle pareti con un'intensità di 13 kN/m^2.

   In direzione X sulla parete adiacente al muro di sostegno del terrapieno stradale la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 435 kN/m contro i 100 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 335 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 5 m di altezza delle pareti con un'intensità di 67 kN/m^2.

   Le azioni di sovraspinta sismica vengono applicate sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

9. **Sisma su strutture (S.L.D.)**

   Azione applicata sotto forma di azione gravitazionale in direzione orizzontale amplificata per il coefficiente sismico orizzontale k_h = 0.057 applicata su tutti gli elementi della struttura in due distinte condizioni di carico, una valida per il sisma in direzione X ed una per il sisma in direzione Y.

10. **Sovraspinta sismica del terreno (S.L.D.)**

    Vista la caratterizzazione sismica dell'area, allo Stato Limite di Danno il coefficiente di spinta sismica per lo strato I risulta pari a 0.397 (sopra falda).

    Sulle pareti perimetrali del pozzetto la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 145 kN/m contro i 100 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 45 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 5 m di altezza delle pareti con un'intensità di 9 kN/m^2.

In direzione X sulla parete adiacente al muro di sostegno del terrapieno stradale la risultante della spinta in condizioni sismiche (includendo il contributo del sovraccarico a tergo) risulta pari a circa 380 kN/m contro i 100 kN/m della corrispondente spinta in condizioni statiche: l'incremento di 280 kN/m viene pertanto applicato sotto forma di pressione uniformemente distribuita sui 5 m di altezza delle pareti con un'intensità di 56 kN/m^2.

Le azioni di sovraspinta sismica vengono applicate sugli elementi delle pareti in due distinte condizioni di carico, una valida per la sovraspinta sismica in direzione X ed una per la sovraspinta sismica in direzione Y.

16.3. Combinazione dei carichi elementari

Le combinazioni dei carichi elementari sono state definite in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008) e descritto nel precedente cap. 9.2.
Nella combinazione delle azioni si è avuta ovviamente cura di valutare se gli effetti delle azioni variabili sono concordi o meno con quelli delle altre azioni.
Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E. e S.L.D.), si precisa che nelle successive verifiche si considereranno le sole condizioni rare: questo poiché per scelta progettuale in condizioni rare, oltre alla limitazione tensionale, si è verificata anche l'apertura fessura considerando i limiti più stringenti tra quelli richiesti per le condizioni frequenti e quasi permanenti le cui corrispondenti verifiche risultano, di conseguenza, automaticamente soddisfatte.
Per l'esplicitazione in forma tabellare delle combinazioni di carico considerate si rimanda al cap. 12.3. (nel caso in esame la condizione di carico FALDA è una condizione di carico "*nulla*" nel senso che in essa non è stata applicata alcuna azione alla struttura).

16.4. Sollecitazioni

Nel seguito si riportano, per ogni elemento, le massime sollecitazioni positive e negative.

16.4.1. Soletta di fondazione

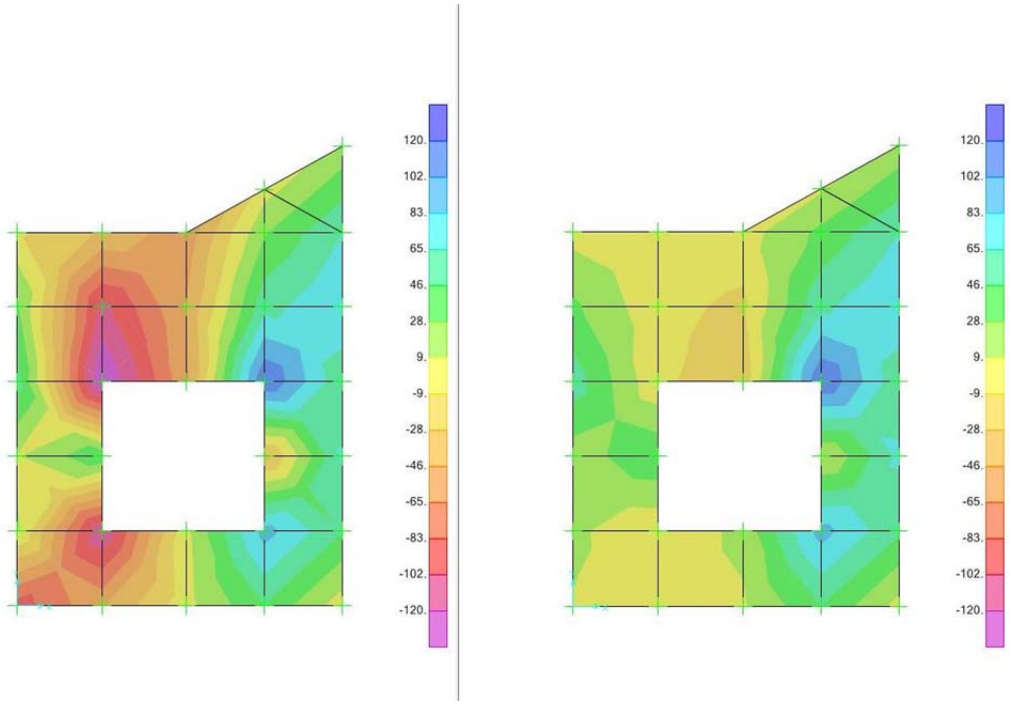


FIG. 16.2 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M11

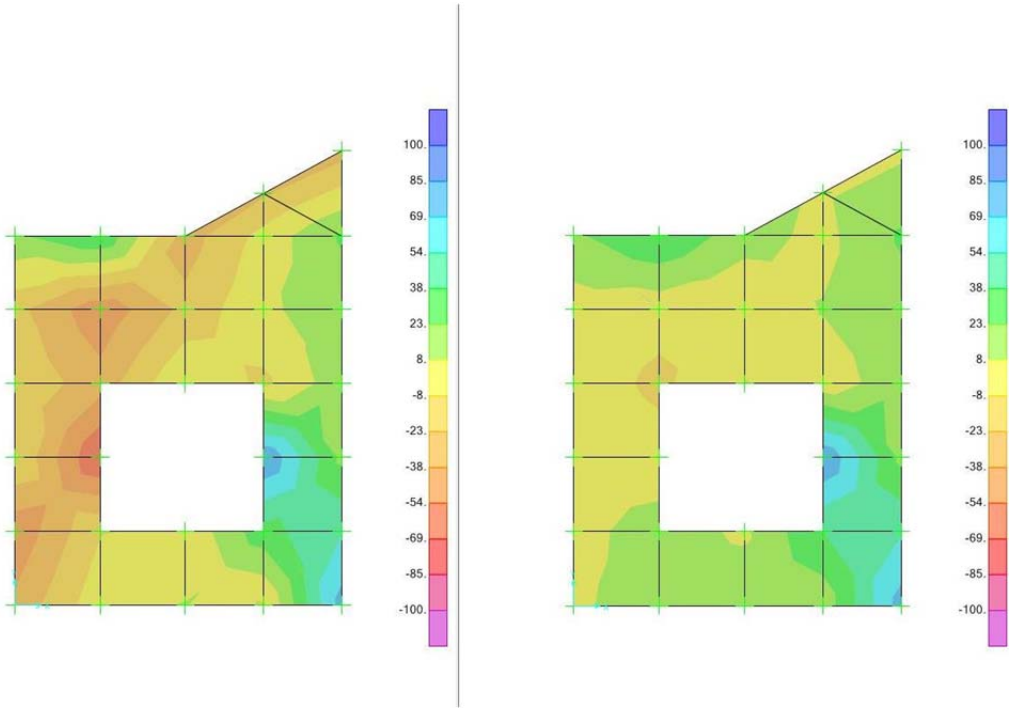


FIG. 16.3 - SOLETTA DI FONDAZIONE: MOMENTO M22

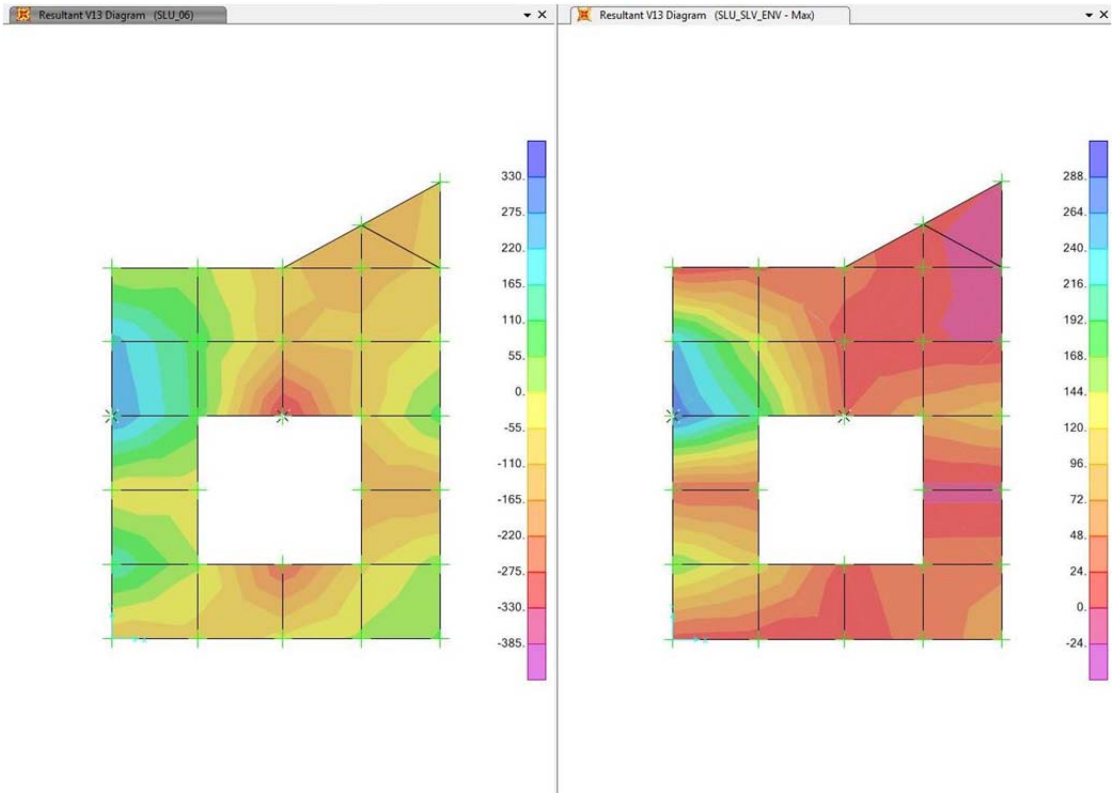


FIG. 16.4 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V13

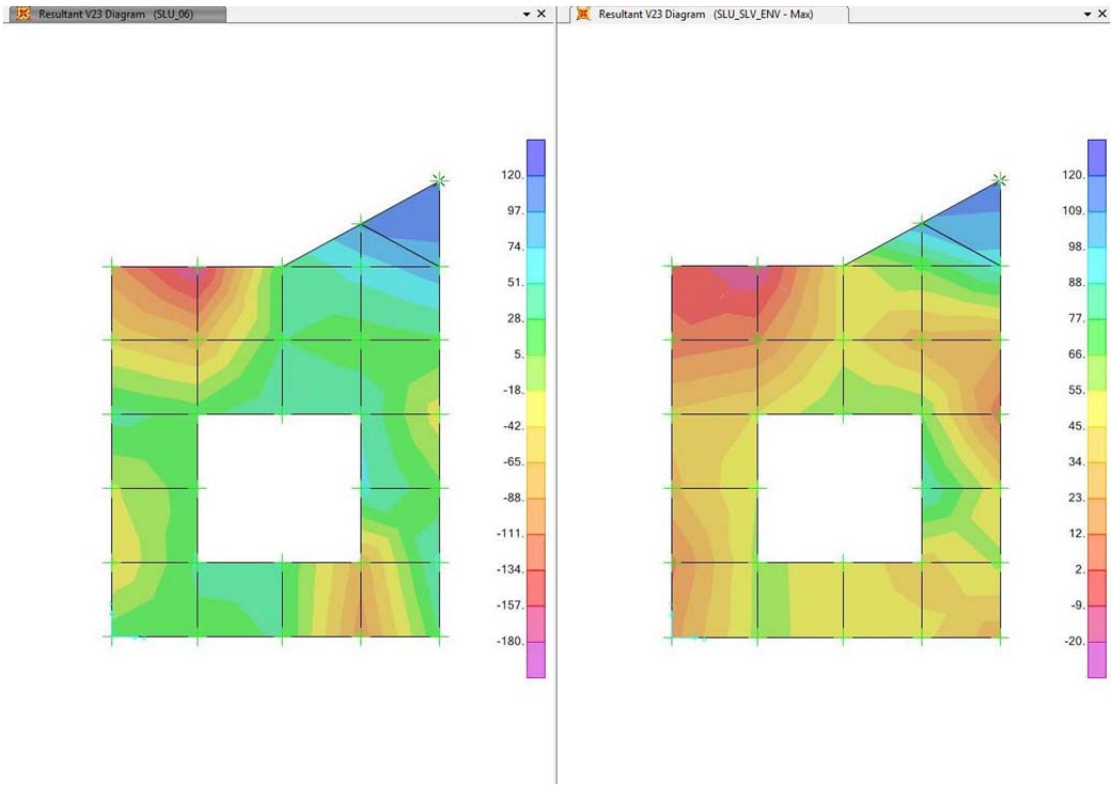


FIG. 16.5 - SOLETTA DI FONDAZIONE: TAGLIO V23

16.4.2. Pareti

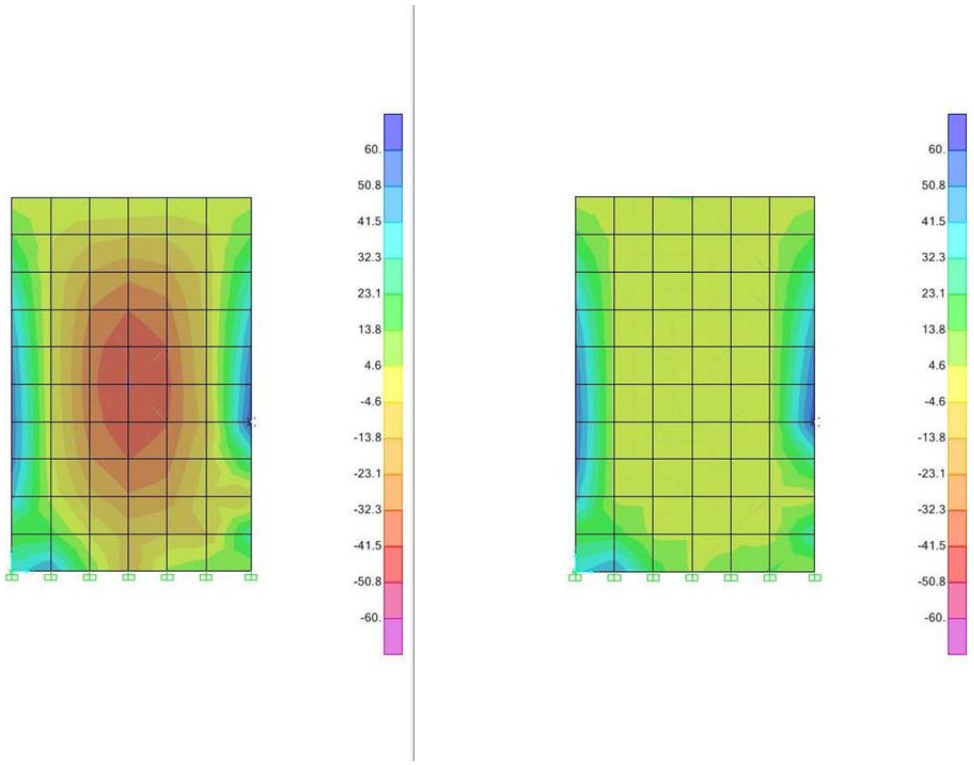


FIG. 16.6 - PARETI: MOMENTO M11

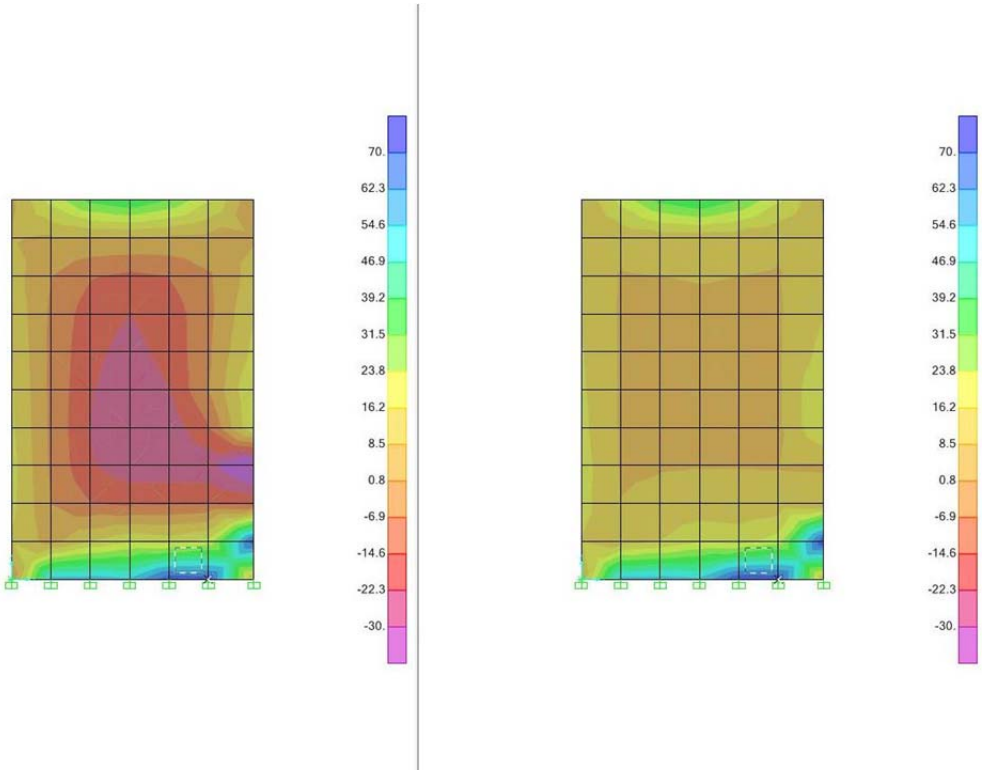


FIG. 16.7 - PARETI: MOMENTO M22

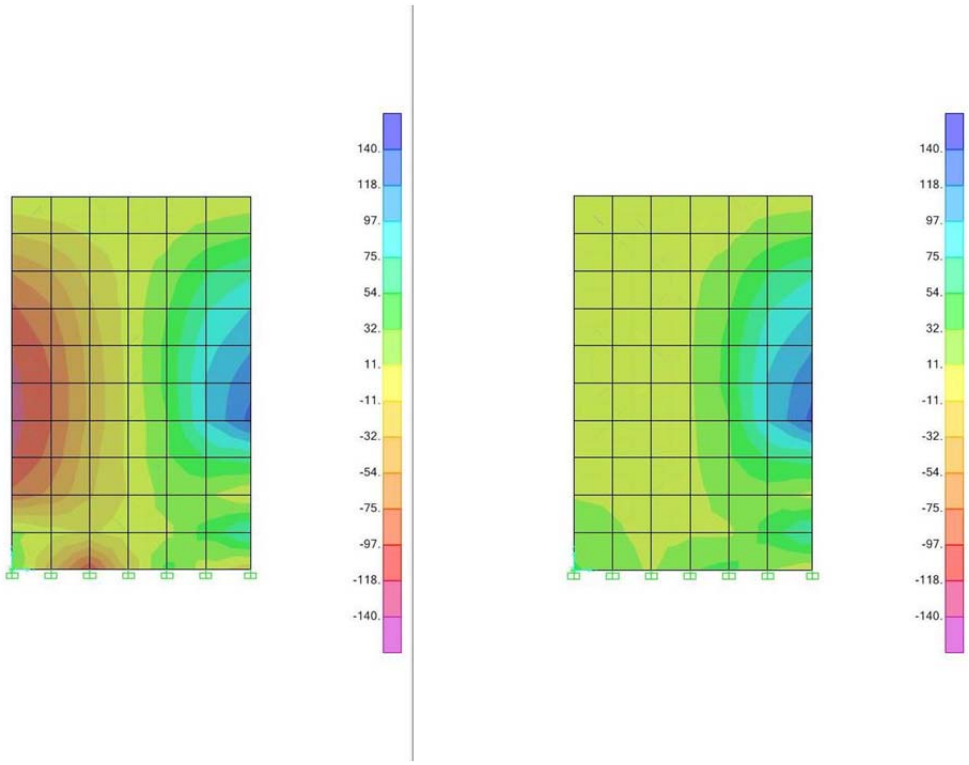


FIG. 16.8 - PARETI: TAGLIO V13

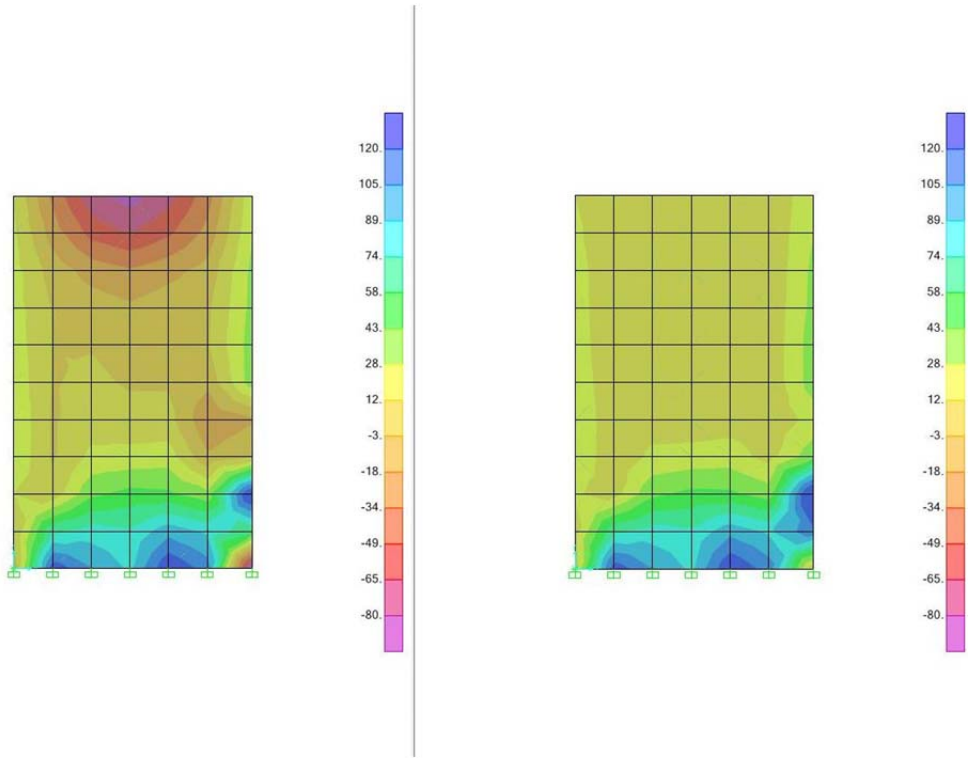


FIG. 16.9 - PARETI: TAGLIO V23

16.4.3. Soletta di copertura

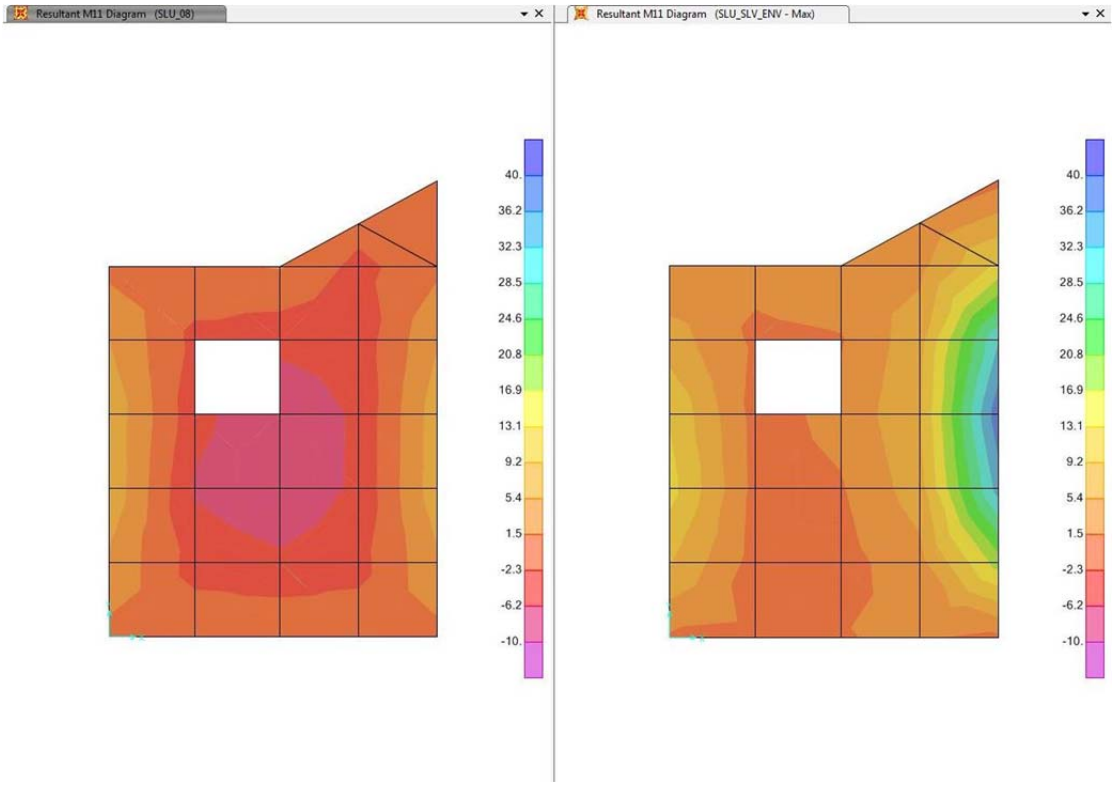


FIG. 16.10 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M11

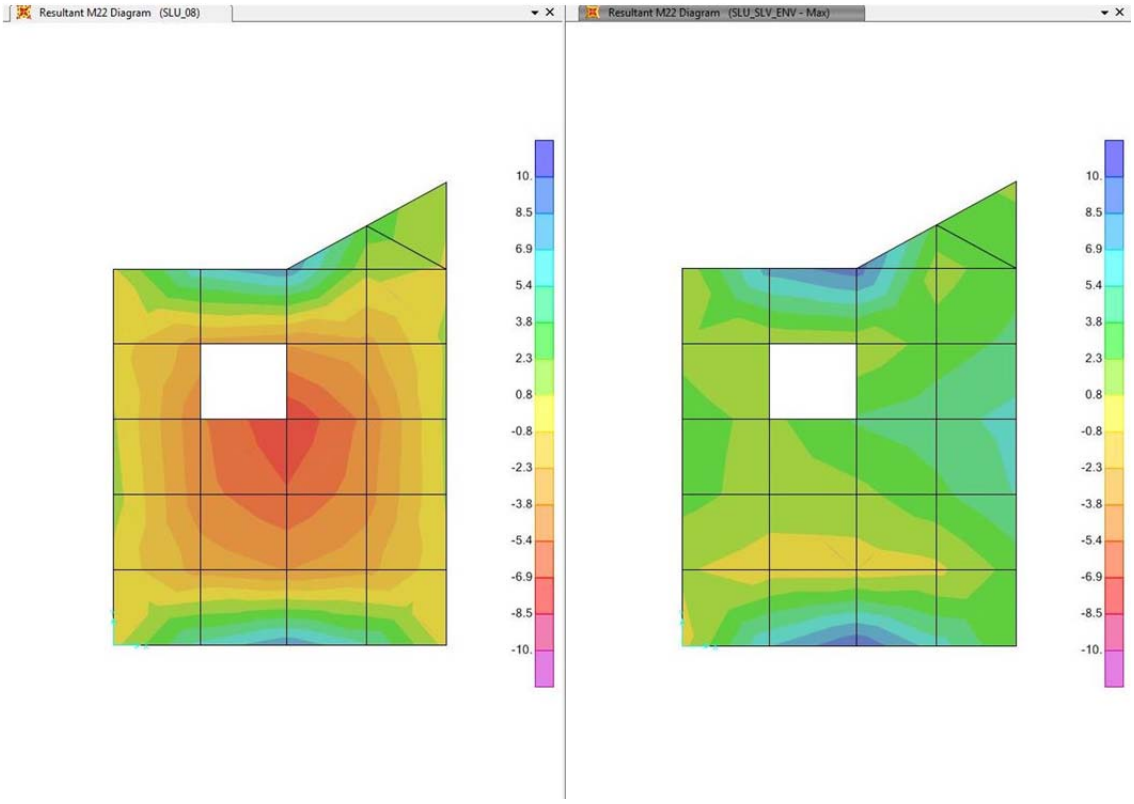


FIG. 16.11 - SOLETTA DI COPERTURA: MOMENTO M22

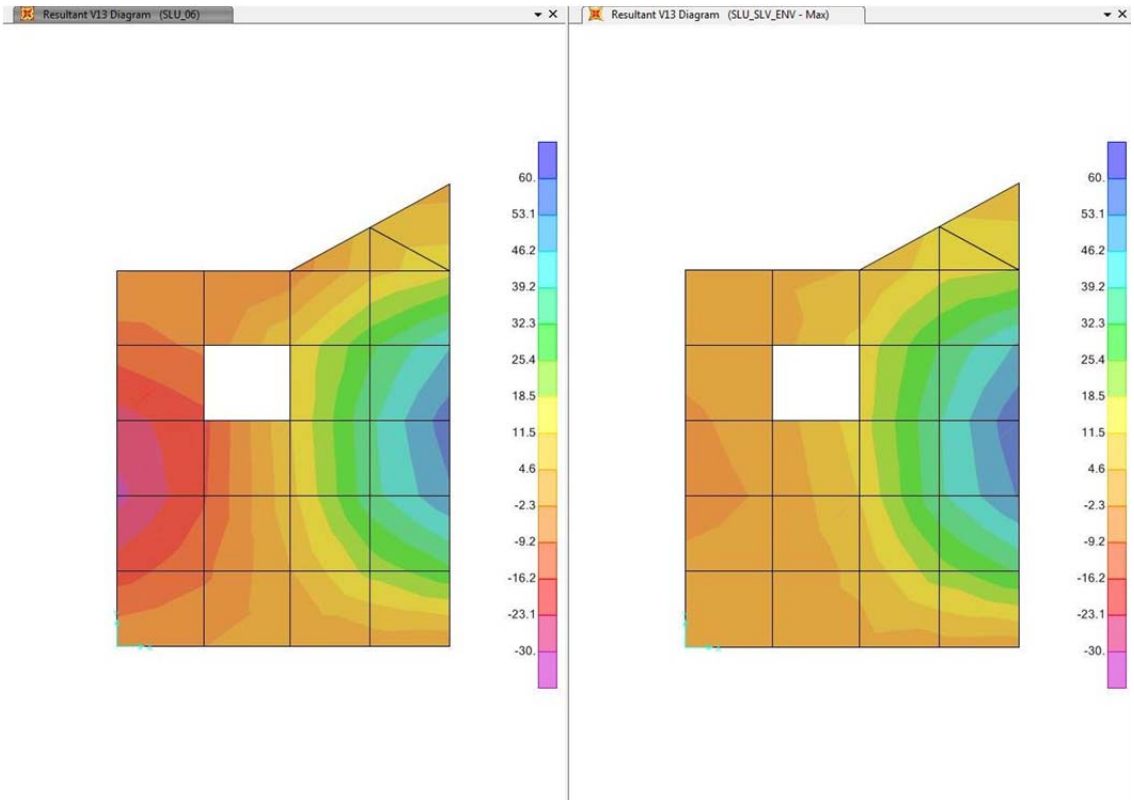


FIG. 16.12 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V13

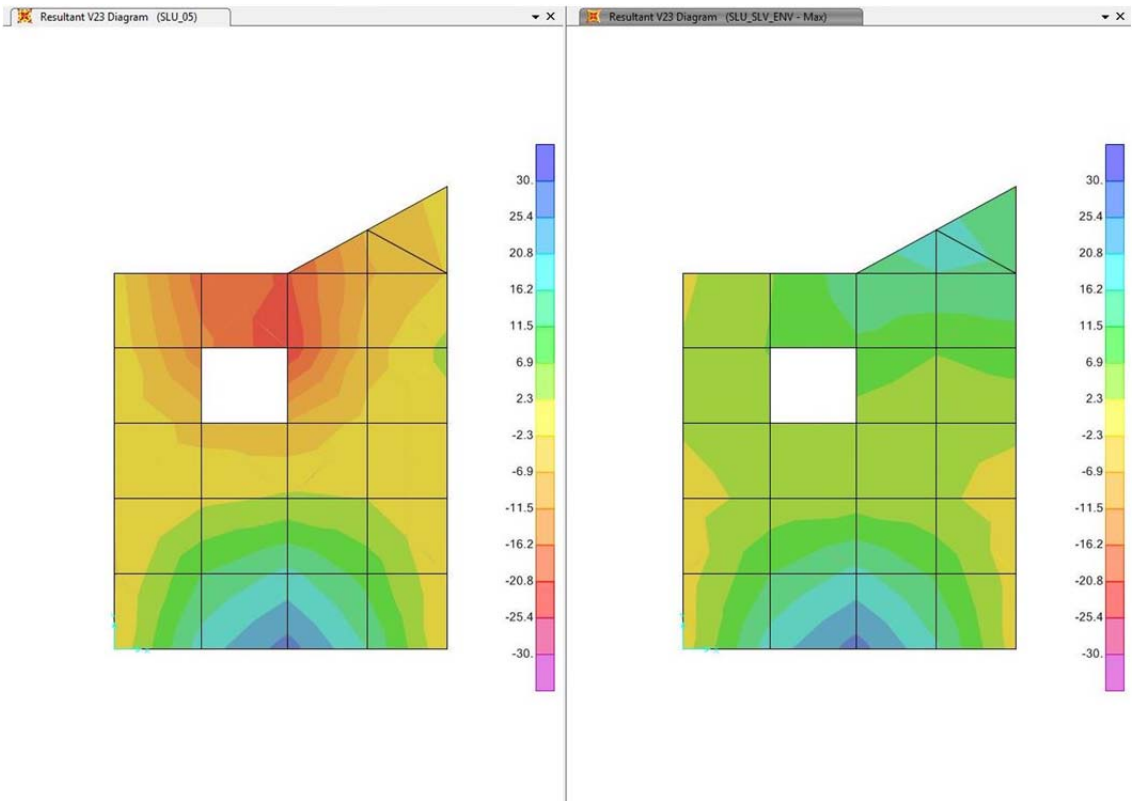


FIG. 16.13 - SOLETTA DI COPERTURA: TAGLIO V23

16.5. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali vengono svolte considerando le massime sollecitazioni desunte dal modello di calcolo con le seguenti modalità:

- Sollecitazioni lungo il perimetro della membratura (parete o soletta): valore valutato a filo della membratura ortogonale (per es. le sollecitazioni lungo il perimetro di una soletta vengono valutate sul filo interno delle pareti aggettanti da tale soletta);
- Sollecitazioni in campata: massimo valore di calcolo.

In presenza di concentrazioni di sforzo in corrispondenza di punti singolari, i valori di sollecitazione vengono valutati come valore medio sulla larghezza della sezione di verifica (B = 100 cm).
Le verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) vengono condotte in condizione di flessione semplice trascurando la componente di compressione dell'azione assiale.
Le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.) vengono condotte considerando cautelativamente un'azione assiale di compressione pari a circa il 50% di quella effettivamente presente, oppure trascurandolo cautelativamente in caso di sollecitazioni flettenti di ridotta entità.

16.5.1. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione presenta spessore di 40 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ14/20 ad estradosso
  barre Φ14/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ16/20 ad estradosso
  barre Φ16/20 ad intradosso

Si dispongono inoltre nell'intera soletta spilli Φ10/20×20 con funzione di armatura a taglio.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 16.1: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	40	40	40	40
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø14/20"	1Ø14/20"
	10.05	10.05	7.7	7.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø14/20"	1Ø14/20"
	10.05	10.05	7.7	7.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	100	-100	85	-70
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	137.00	-137.00	110.00	-110.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.37	1.37	1.29	1.57

TAB. 16.2: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	40	40
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø14/20"
	10.05	7.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø14/20"
	10.05	7.7
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	300	180
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	159.00	154.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	962.00	920.00
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	591.00	565.00
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 16.3: SOLETTA DI FONDAZIONE: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	40	40	40	40
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø14/20"	1Ø14/20"
	10.05	10.05	7.7	7.7
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø16/20"	1Ø16/20"	1Ø14/20"	1Ø14/20"
	10.05	10.05	7.7	7.7
N_{Ed} [kN]	0	-200	0	0
M_{Ed} [kNm]	70	-90	60	-50
σ_c [N/mm^2]	-4.80	-6.20	-5.20	-4.30
σ_s [N/mm^2]	224.00	191.00	259.00	216.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

16.5.2. Pareti

Le pareti presentano spessore di 30 cm. L'armatura corrente è la seguente:

- Direzione verticale: barre Φ14/20 lato esterno
  barre Φ12/20 lato interno
- Direzione orizzontale: barre Φ14/20 lato esterno
  barre Φ14/20 lato interno

Per tutta l'altezza delle pareti si dispongono spilli Φ10/20×20.

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 16.4: PARETI: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø12/20"
	7.7	7.7	7.7	5.65
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø12/20"	1Ø14/20"
	7.7	7.7	5.65	7.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	60	-50	60	-30
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	79.00	-79.00	77.00	-65.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	1.32	1.58	1.28	2.17

TAB. 16.5: PARETI: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIR. ORIZZ. (V13)	DIR. VERT. (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø14/20"	1Ø14/20"
	7.7	7.7
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø14/20"	1Ø12/20"
	7.7	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	140	120.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	127.00	122.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	683.00	-
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	420.00	-
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 16.6: PARETI: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE ORIZZONTALE (M11)		DIREZIONE VERTICALE (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø12/20"
	7.7	7.7	7.7	5.65
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø14/20"	1Ø14/20"	1Ø12/20"	1Ø14/20"
	7.7	7.7	5.65	7.7
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	45	-40	45	-25
σ_c [N/mm²]	-6.20	-5.50	-7.00	-4.50
σ_s [N/mm²]	265.00	236.00	279.00	204.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

16.5.3. Soletta di copertura

La soletta di copertura presenta spessore di 30 cm. L'armatura prevista è la seguente:

- Direzione trasversale (Y): barre Φ12/20 ad estradosso
  barre Φ12/20 ad intradosso
- Direzione longitudinale (X): barre Φ12/20 ad estradosso
  barre Φ12/20 ad intradosso

Il copriferro netto sulla barra più esterna è pari a 4 cm. Nel seguito si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

TAB. 16.7: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A FLESSIONE SLU

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm²]	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm²]	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	30	-10	10	-8
$M_{Rd}(N_{Ed})$ [kNm]	61.00	-61.00	61.00	-61.00
$F_s = M_{Rd} / M_{Ed}$	2.03	6.10	6.10	7.63

TAB. 16.8: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE A TAGLIO SLU

	DIREZIONE X (V13)	DIREZIONE Y (V23)
b [cm]	100	100
h [cm]	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0
V_{Ed} [kNm]	60.00	30.00
$V_{Rd,c}$ (N_{Ed}) [kN]	127.00	123.00
$V_{Rd,max}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
$V_{Rd,s}$ (N_{Ed}) [kN]	-	-
Ver. soddisfatta?	SI	SI

TAB. 16.9: SOLETTA DI COPERTURA: VERIFICHE SLE (COMB. RARE)

	DIREZIONE X (M11)		DIREZIONE Y (M22)	
b [cm]	100	100	100	100
h [cm]	30	30	30	30
$A_{S,tesa}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65	5.65	5.65
$A_{S,comp}$ [cm^2]	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"	1Ø12/20"
	5.65	5.65	5.65	5.65
N_{Ed} [kN]	0	0	0	0
M_{Ed} [kNm]	30	-10	10	-8
σ_c [N/mm^2]	-4.70	-1.60	-1.80	-1.40
σ_s [N/mm^2]	235.00	79.00	82.00	65.00
w [mm]	-	-	-	-

(-) = il momento flettente di verifica risulta inferiore al momento critico di fessurazione e pertanto la verifica di apertura fessura risulta automaticamente soddisfatta.

Le verifiche, sia tensionali che di apertura fessure, sono tutte soddisfatte.

17. CONCLUSIONI

Dal punto di vista strutturale le analisi svolte consentono di concludere che gli elementi costruttivi previsti in progetto sono sicuri nei confronti delle azioni permanenti ed accidentali sollecitanti garantendo quindi il rispetto dei requisiti di sicurezza e di durabilità imposti dalle norme vigenti.